

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



U.O. INFRASTRUTTURE NORD

PROGETTO DEFINITIVO

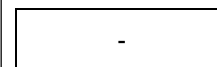
DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA RADDOPPIO TRATTA FIUME TORTO – LERCARA DIRAMAZIONE LOTTO 1 + 2

VIABILITA'

NV20 - Nuova viabilità di collegamento Roccapalumba-Lercara

Relazione idraulica attraversamenti in viadotto

SCALA:



COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA PROGR. REV.

RS3Z 00 D 26 RI NV2003 002 B

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	EMISSIONE ESECUTIVA	C. INTEGRA	Gennaio 2020	M. VENTURA	Gennaio 2020	A. BARRECA	Gennaio 2020	F. SACCHI Gen 2020 ITALFERR - UO INFRASTRUTTURE NORD Dot. Ing. Francesco Sacchi Ordine degli Ingegneri della Provincia di Siracusa n. 2017/Sir-A
B	1° AGG. A CONSEGNA CSLLPP	C. INTEGRA	Maggio 2020	M. VENTURA	Maggio 2020	A. BARRECA	Maggio 2020	

File: RS3Z00D26RINV2003002B

n. Elab.:

Indice

1.	<i>PREMESSA</i>	3
1.1	<i>STRUMENTI NORMATIVI</i>	4
2.	<i>INQUADRAMENTO IDROGRAFICO</i>	5
2.1	<i>DESCRIZIONE DEL TRACCIATO IN RELAZIONE ALL'IDROGRAFIA SUPERFICIALE</i>	5
3.	<i>PARAMETRI DI CALCOLO</i>	5
3.1	<i>VIADOTTO NW20</i>	5
3.2	<i>VIADOTTO NW21</i>	6
4.	<i>RISULTATI DELLE SIMULAZIONI</i>	6
5.	<i>LA COMPATIBILITÀ IDRAULICA DELLE INFRASTRUTTURE</i>	19
5.1	<i>NORME DI ATTUAZIONE – PIANO STRALCIO ASSETTO IDROGEOLOGICO REGIONE SICILIA</i>	19
5.2	<i>MANUALE DI PROGETTAZIONE FERROVIARIA 2018</i>	19
5.3	<i>NORME TECNICHE COSTRUTTIVE 2018 (NTC)</i>	20
5.4	<i>VERIFICA PRESCRIZIONI NORME</i>	20
6.	<i>FENOMENI MORFOLOGICI INDOTTI DALL'INTERAZIONE DELL'ALVEO CON LE OPERE VIARIE</i> 22	
6.1	<i>TENDENZA EVOLUTIVA DI UN CORSO D'ACQUA</i>	22
6.2	<i>PORTATA FORMATIVA</i>	25
6.3	<i>VALUTAZIONE DEL TRASPORTO SOLIDO</i>	28
6.3.1	<i>Condizione di incipiente movimento</i>	28
6.3.2	<i>Trasporto solido</i>	30
6.4	<i>STIMA DELLA TENDENZA EVOLUTIVA DEL CORSO D'ACQUA</i>	33
6.4.1	<i>Bilancio Sedimentologico</i>	33
7.	<i>ALLEGATI</i>	37
7.1	<i>MODELLO DI SIMULAZIONE IDRAULICA</i>	38
7.2	<i>CONSERVAZIONE DELL'ENERGIA TOTALE</i>	38
7.3	<i>EQUAZIONE DELLA CONSERVAZIONE DELLA QUANTITÀ DI MOTO TOTALE</i>	40

1. PREMESSA

Nella presente relazione si descrivono le metodologie seguite, nonché i relativi risultati, per lo studio idraulico dell'interferenza delle infrastrutture previste a servizio dell'attuale fermata ferroviaria Lercara Dir. sulla linea appartenente alla Direttrice ferroviaria Messina-Catania-Palermo, e si analizzano le caratteristiche idrodinamiche e morfologiche locali degli attraversamenti in viadotto sui corsi d'acqua in particolare sul Fiume Torto.

Lo studio dell'interazione tra l'opera di attraversamento e il normale deflusso delle acque, è stato sviluppato attraverso un'analisi in regime di moto permanente per le portate relative ai tempi di ritorno considerati e nelle condizioni Ante Operam e Post Operam con una schematizzazione di moto monodimensionale, in condizioni di moto permanente, utilizzando come codice di calcolo HEC-RAS (River Analysis System) versione 5.0.7 (vedi allegati) sviluppato presso l'Hydrologic Engineering Center, dall'United States Army Corps of Engineers.

Lo studio ha lo scopo di valutare l'entità dei franchi idraulici di sicurezza dell'opera di attraversamento in conformità con le disposizioni normative.

L'analisi eseguita è relativa a eventi di piena gravosi, convenzionalmente fissati con probabilità di superamento dello 0.5 %, ossia con tempo di ritorno di 200 anni secondo quanto previsto:

- dal “Piano Stralcio di Bacino per l’Assetto Idrogeologico” (PAI) della Regione Sicilia - Norme di Attuazione,
- dal manuale di progettazione Italferr,
- dalle Norme Tecniche per le Costruzioni 2018 DM 17 gennaio 2018 e dalla Circolare n.7 del 21 gennaio 2019 Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento NTC 2018 DM 17 gennaio 2018.

Le attività di indagine per i viadotti sono articolate come segue:

- Studio idraulico per il calcolo dei livelli idrometrici in assenza del previsto attraversamento in occasione della piena bicentennale.
- Studio idraulico per il calcolo dei livelli idrometrici in presenza del previsto attraversamento in occasione della piena bicentennale.

Si prevedono 2 nuovi attraversamenti in viadotto per la viabilità NV20; si riportano di seguito le loro posizioni e le loro caratteristiche:

WBS strada	WBS viadotto	Tr (anni)	Q ₂₀₀ (m ³ /s)	Pk inizio	Pk fine	Campate
NV20	NW20	200	37.48	1+939.09	2+088.90	3 x 49.80
NV20	NW21	200	7.05	3+171.79	3+370.06	3 x 49.80

Laddove esiste un margine non eliminabile di indeterminazione, è stata svolta un'analisi di sensitività per quantificare l'incidenza di tale indeterminazione sui fenomeni di interesse.

1.1 STRUMENTI NORMATIVI

L'infrastruttura stradale oggetto del presente studio idraulico deve soddisfare le prescrizioni previste dalle diverse normative vigenti; in particolare gli strumenti normativi a cui si fa riferimento sono:

- Regio Decreto 25 luglio 1904, n°523 “Testo unico delle disposizioni di legge intorno alle opere idrauliche delle diverse categorie”
- Norme Tecniche per le Costruzioni 2018 DM 17 gennaio 2018_5.1 Ponti_5.1.2.3. Compatibilità idraulica;
- Circolare n.7 del 21 gennaio 2019_ Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018_C 5.1.2.3 Compatibilità Idraulica;
- “Piano Stralcio di Bacino per l'Assetto Idrogeologico” (PAI) della Regione Sicilia_ Norme di Attuazione

2. INQUADRAMENTO IDROGRAFICO

2.1 Descrizione del tracciato in relazione all'idrografia superficiale

L'infrastruttura stradale in progetto sviluppa lungo la direttrice Palermo-Catania andando a costituire il nuovo collegamento tra Roccapalumba e Lercara . Nel suo percorso viene interferita da una serie di corsi d'acqua con bacini idrografici di piccola estensione a carattere prevalentemente torrentizio contraddistinto da lunghi periodi di magra, con valore della portata praticamente uguale a zero.

3. PARAMETRI DI CALCOLO

L'andamento planimetrico dei corsi d'acqua, il loro profilo d'asta e le sezioni trasversali necessarie alla definizione del modello matematico di simulazione idraulica sono stati ricavati dal modello digitale del terreno (DEM) ricavato dal volo LIDAR effettuato nel 2019.

3.1 Viadotto NW20

Il modello matematico è stato costruito a partire dal rilievo di 8 sezioni trasversali, che hanno interessato complessivamente un tratto di canale di 312 m.

Tale delimitazione dell'area oggetto della simulazione è giustificata dall'andamento plano-altimetrico tale che sia lecito ritenere che vi si possano instaurare condizioni di moto uniforme; le condizioni al contorno utilizzate per la simulazione di solito sono condizioni di moto uniforme sia a monte che a valle.

Nel caso in oggetto il viadotto NW20 è in prossimità della confluenza del corso d'acqua nel Fiume Torto e nella sezione di valle dunque il deflusso può essere influenzato dagli stati idrometrici di entrambi i corsi d'acqua; è quindi necessario considerare, nella scelta della piena di progetto, la possibile concomitanza di eventi gravosi che interessino i due corsi d'acqua.

Se gli eventi di piena sui due corsi d'acqua possano essere considerati indipendenti, la probabilità della manifestazione simultanea di due eventi è il prodotto delle singole probabilità di accadimento; in altre parole la probabilità che una piena con 5 anni di tempo di ritorno sull'affluente si manifesti contemporaneamente a una piena con pari tempo di ritorno sul corso d'acqua principale è pari a 25 anni. Nei casi normali, e in particolare quando si ha a che fare con bacini idrografici adiacenti, gli eventi di piena non sono mai del tutto indipendenti; per altro, non si hanno mai a disposizione serie storiche su entrambi i corsi d'acqua che permettano una analisi statistica approfondita della concomitanza.

A seguito di quanto precedentemente esposto si utilizza come condizione di monte la pendenza del fondo alveo pari a $p = 0.065$ mentre a valle, a fronte di una portata di progetto duecentennale del corso d'acqua da

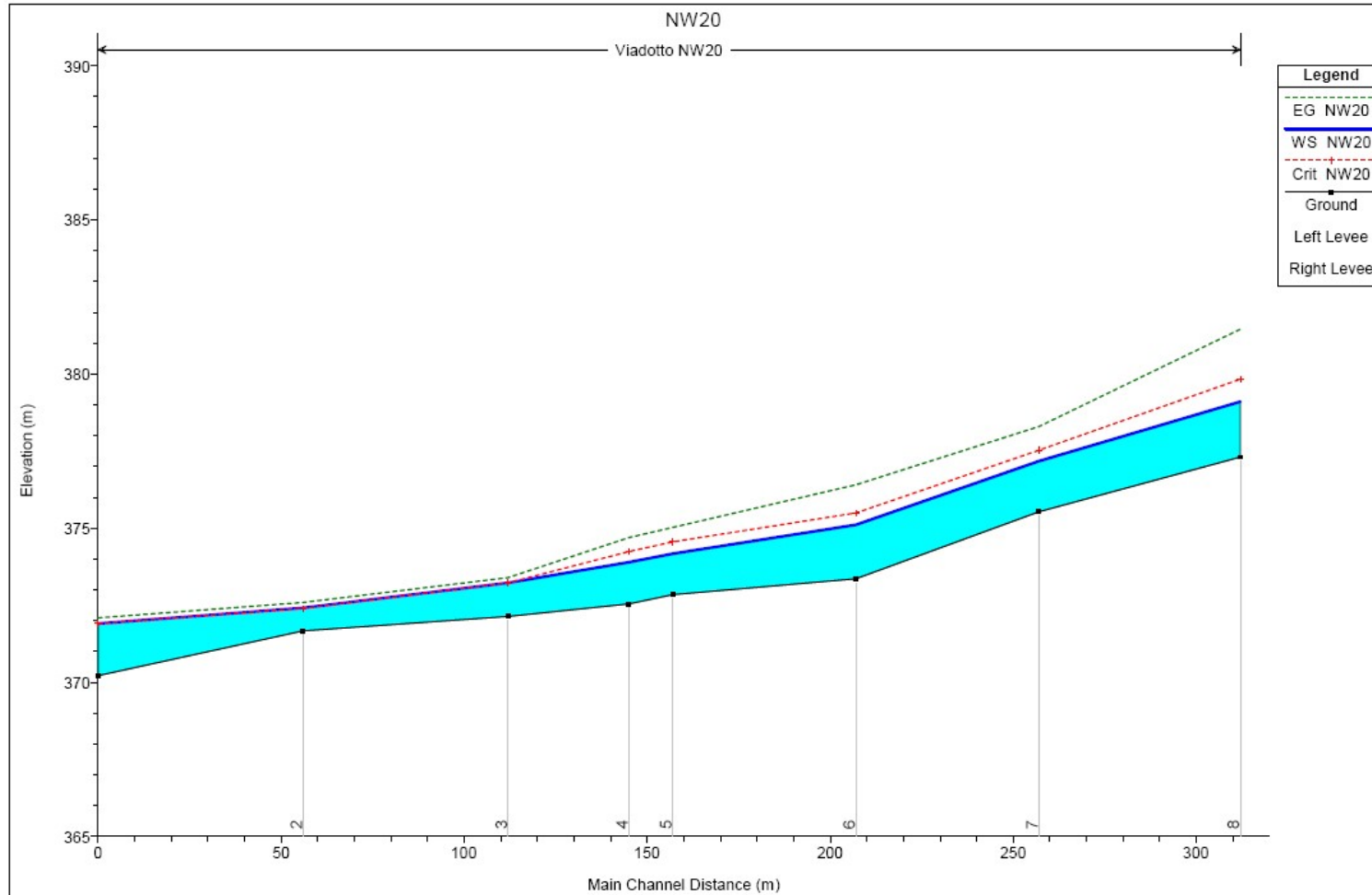
studiare, si ritiene opportuno imporre il livello di piena del Fiume Torto relativo ad un tempo di ritorno $Tr = 30$ anni pari a una quota di 371.90m s.l.m. Per quanto riguarda il calcolo delle resistenze al moto è stato adottato come coefficiente di scabrezza di Manning il valore $n = 0.033 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$ per l'alveo inciso e per le golene. La scelta del valore sopra indicato per il coefficiente di Manning trova giustificazione nelle cattive condizioni in cui versano il fondo e le sponde dell'alveo, sebbene parzialmente rivestiti, per la presenza di materiale solido di varia natura. Inoltre, per le resistenze aggiuntive dovute alle transizioni graduali in corrispondenza di allargamenti e restringimenti delle sezioni trasversali sono stati adottati coefficienti contrazione ed espansione pari rispettivamente a 0.10 e 0.30.

3.2 Viadotto NW21

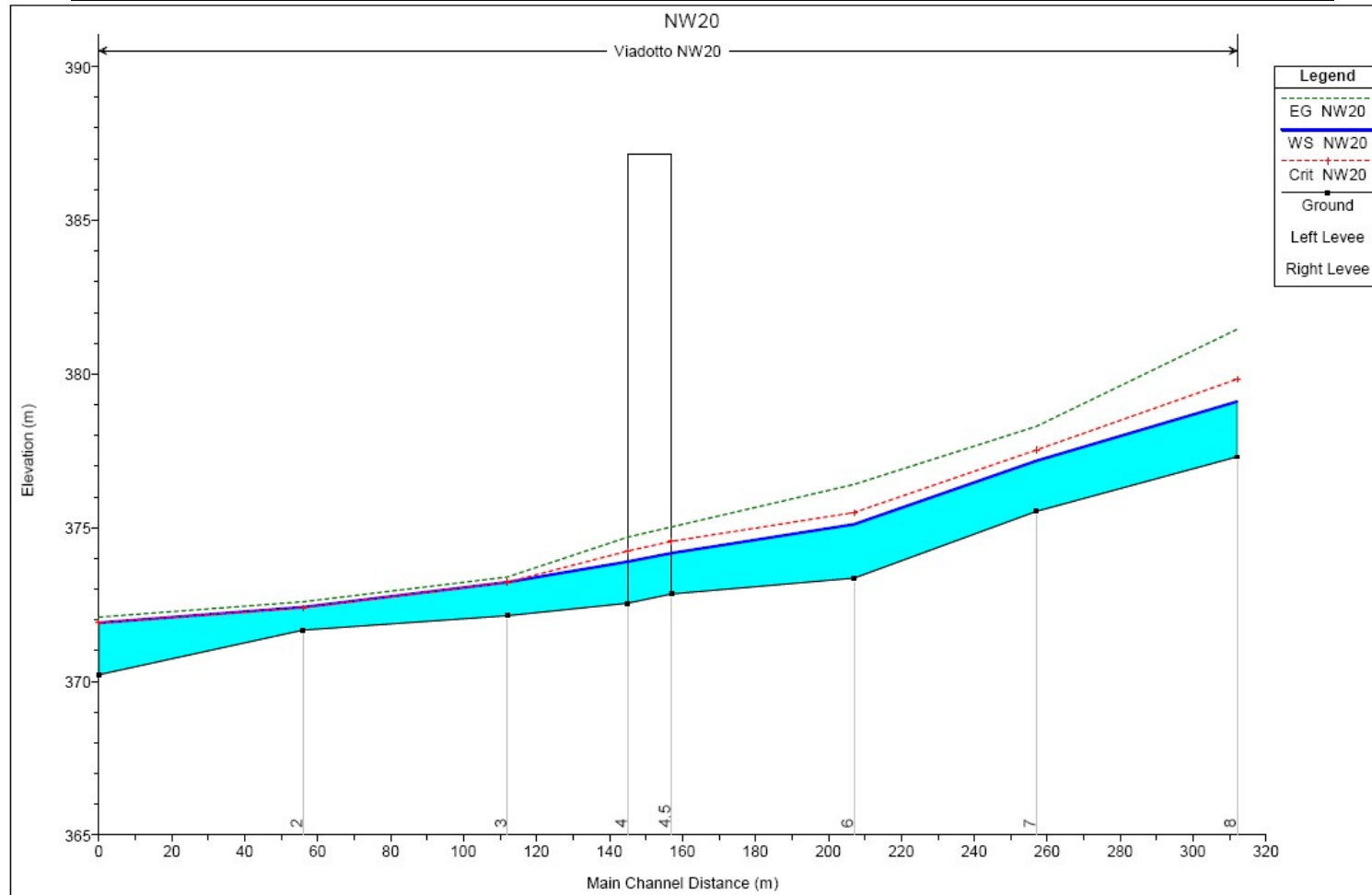
Il modello matematico è stato costruito a partire dal rilievo di 7 sezioni trasversali, che hanno interessato complessivamente un tratto di canale di 220m. Tale delimitazione dell'area oggetto della simulazione è giustificata dall'andamento plano-altimetrico tale che sia lecito ritenere che vi si possano instaurare condizioni di moto uniforme; le condizioni al contorno utilizzate per la simulazione sono condizioni di moto uniforme sia a monte che a valle. A seguito di quanto precedentemente esposto si utilizza come condizione di monte e valle la pendenza del fondo alveo pari a rispettivamente a $p = 0.070$ e $p=0.058$. Il coefficiente di scabrezza di Manning assume il valore $n = 0.033 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$ sia per l'alveo inciso che per le aree golenali. La scelta del valore sopra indicato per il coefficiente di Manning trova giustificazione nelle cattive condizioni in cui versano il fondo e le sponde dell'alveo, sebbene parzialmente rivestiti, per la presenza di materiale solido di varia natura. Inoltre, per le resistenze aggiuntive dovute alle transizioni graduali in corrispondenza di allargamenti e restringimenti delle sezioni trasversali sono stati adottati coefficienti contrazione ed espansione pari rispettivamente a 0.10 e 0.30.

4. RISULTATI DELLE SIMULAZIONI

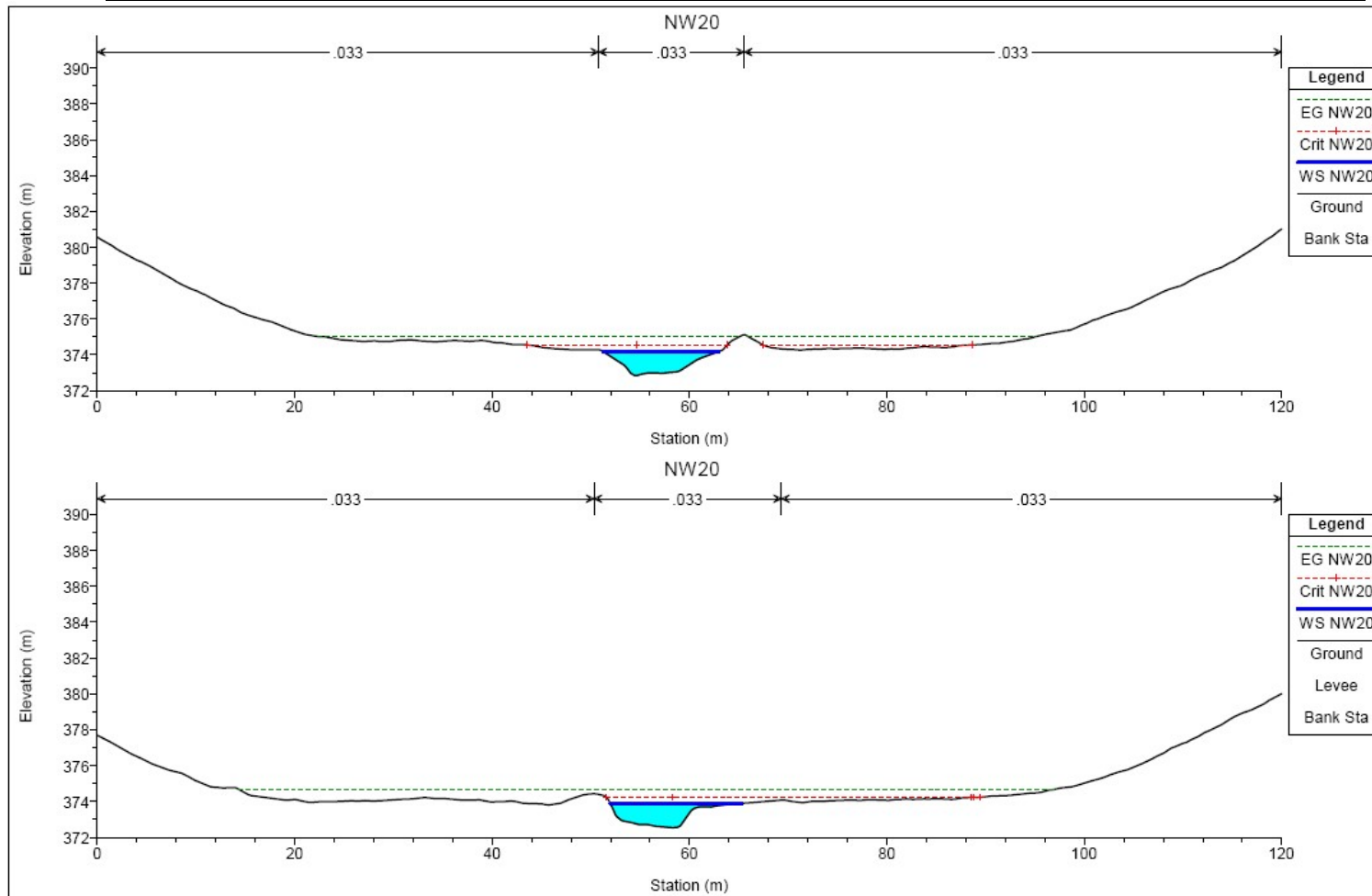
I risultati della simulazione dello stato di fatto in corrispondenza del deflusso della portata con periodo di ritorno bicentenario sono riportati nelle figure seguenti.



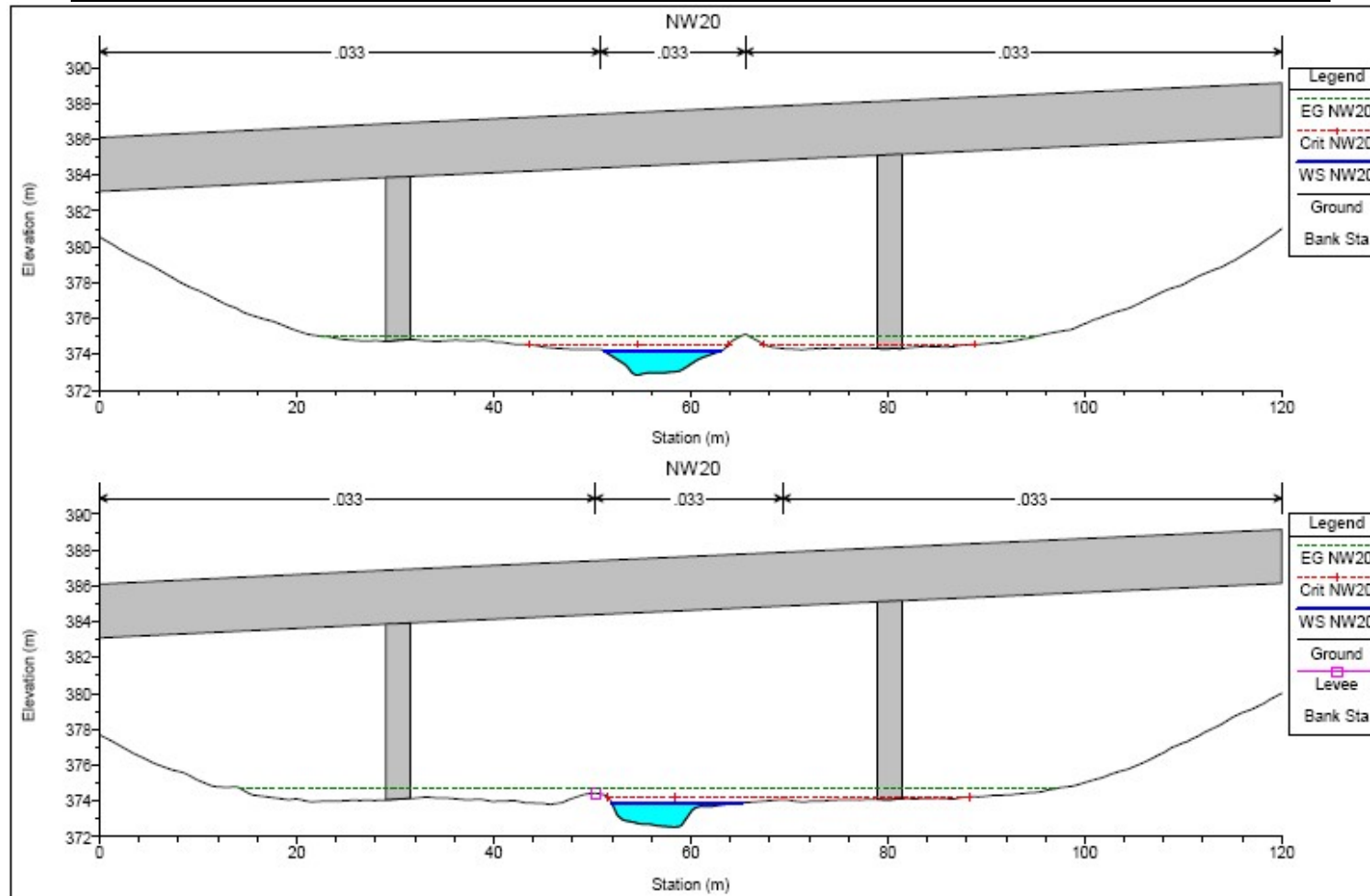
NW 20 - Profilo di corrente - Ante Operam



NW20 - Profilo di corrente – Post Operam



Viadotto NW20 - Sezione di monte e di valle attraversamento - Ante Operam



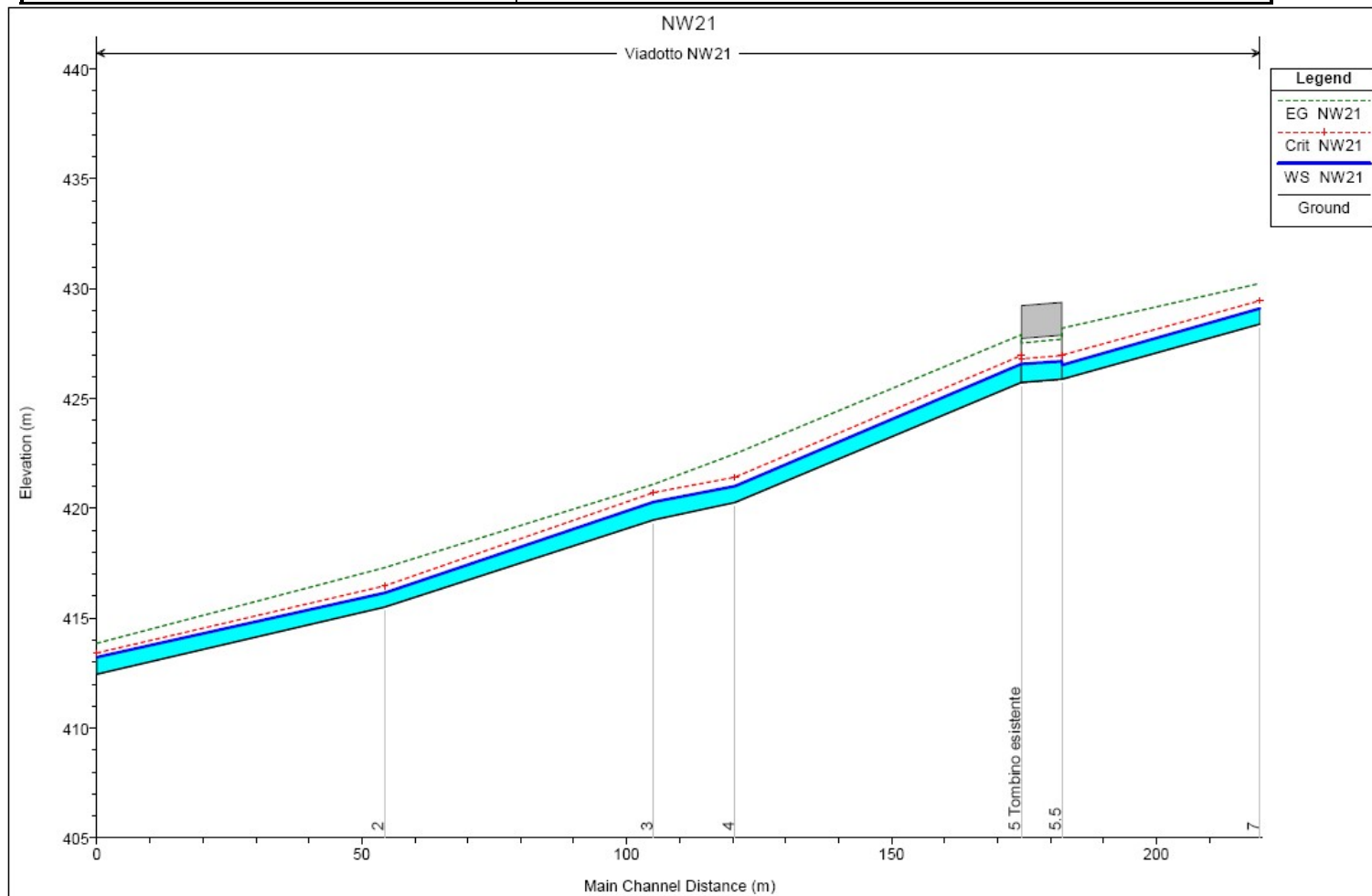
Viadotto NW20 - Sezione di monte e di valle attraversamento - Post Operam

Viadotto NW20 Caratteristiche idrauliche principali delle sezioni rilevate – Ante Operam – $Q_{200} = 37.50 \text{ (m}^3/\text{s)}$

Sezione	Quota fondo	Massimo tirante idraulico	Quota tirante idraulico	Quota altezza critica	Quota carico totale	Pendenza linea dei carichi	Velocità media	Area bagnata	Larghezza massima pelo libero
n°	(m s.l.m.)	(m)	(m s.l.m.)	(m s.l.m.)	(m s.l.m.)	-	(m/s)	(m ²)	(m)
Sez.8	377.30	1.80	379.10	379.83	381.45	0.065010	6.78	5.53	5.53
Sez.7	375.53	1.65	377.17	377.53	378.30	0.050897	4.69	7.99	13.39
Sez.6	373.35	1.76	375.11	375.49	376.41	0.029053	5.05	7.43	6.39
Sez.5	372.84	1.33	374.17	374.55	375.03	0.026374	4.09	9.18	11.67
Sez.4	372.54	1.36	373.90	374.24	374.70	0.028757	3.96	9.48	13.29
Sez.3	372.13	1.09	373.23	373.23	373.40	0.010471	2.27	22.22	59.38
Sez.2	371.66	0.75	372.41	372.39	372.58	0.011827	1.72	20.58	49.71
Sez.1	370.21	1.69	371.91	371.91	372.09	0.006919	2.17	23.29	59.82

Viadotto NW20 Caratteristiche idrauliche principali delle sezioni rilevate – Post Operam – $Q_{200} = 37.50 (m^3/s)$

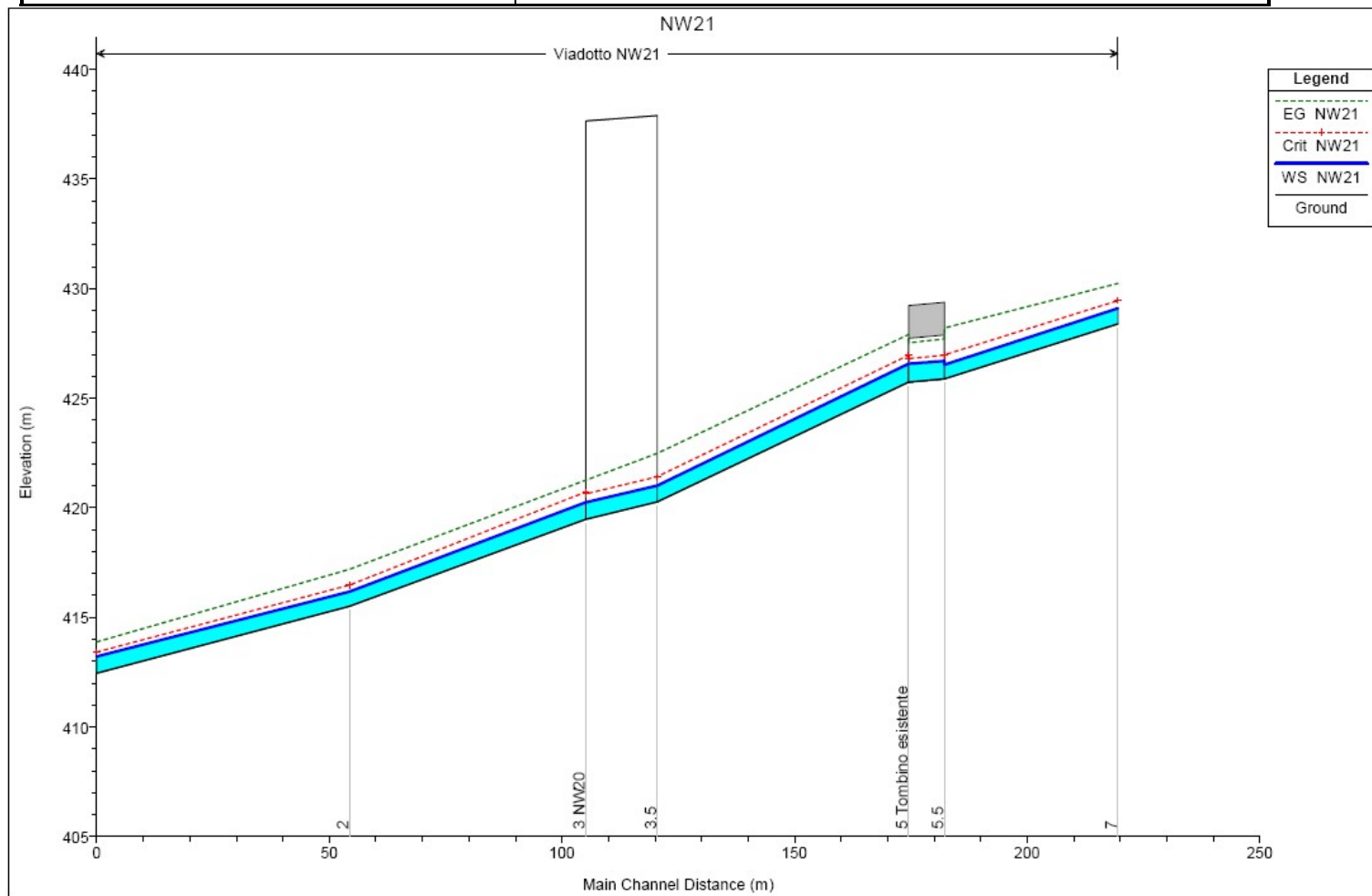
Sezione	Quota fondo	Massimo tirante idraulico	Quota tirante idraulico	Quota altezza critica	Quota carico totale	Pendenza linea dei carichi	Velocità media	Area bagnata	Larghezza massima pelo libero
n°	(m s.l.m.)	(m)	(m s.l.m.)	(m s.l.m.)	(m s.l.m.)	-	(m/s)	(m ²)	(m)
Sez.8	377.30	1.80	379.10	379.83	381.45	0.065010	6.78	5.53	5.53
Sez.7	375.53	1.65	377.17	377.53	378.30	0.050897	4.69	7.99	13.39
Sez.6	373.35	1.76	375.11	375.49	376.41	0.029053	5.05	7.43	6.39
Sez.5 Monte viadotto	372.84	1.33	374.17	374.55	375.03	0.026374	4.09	9.18	11.67
Sez.4 Valle viadotto	372.54	1.36	373.90	374.24	374.70	0.028757	3.96	9.48	13.29
Sez.3	372.13	1.09	373.23	373.23	373.40	0.010471	2.27	22.22	59.38
Sez.2	371.66	0.75	372.41	372.39	372.58	0.011827	1.72	20.58	49.71
Sez.1	370.21	1.69	371.91	371.91	372.09	0.006919	2.17	23.29	59.82



NW21 - Profilo di corrente - Ante Operam

RELAZIONE IDRAULICA
ATTRAVERSAMENTI IN VIADOTTO

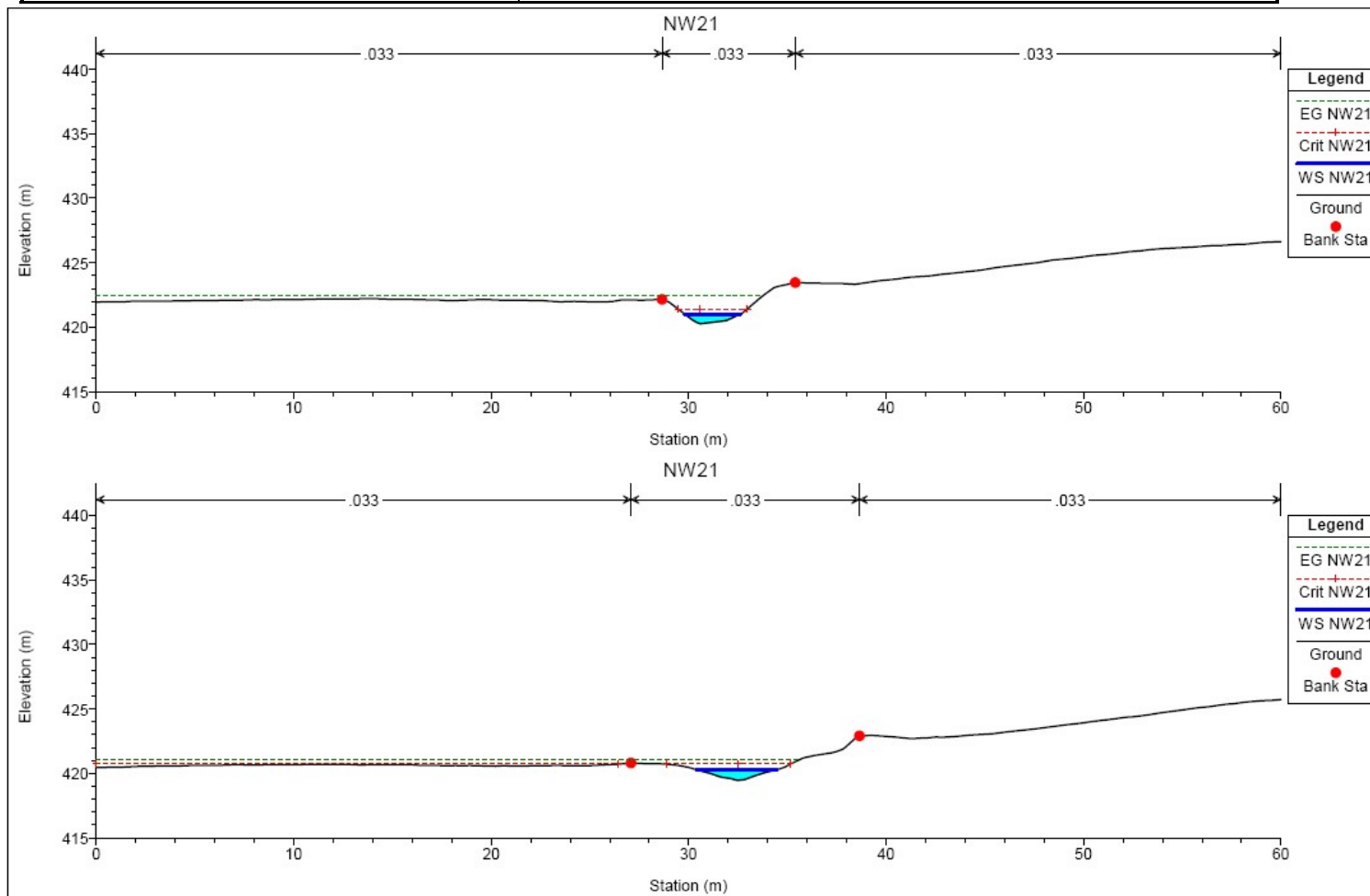
COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3Z	00	D 26	RINV2003002	B	14 di 44



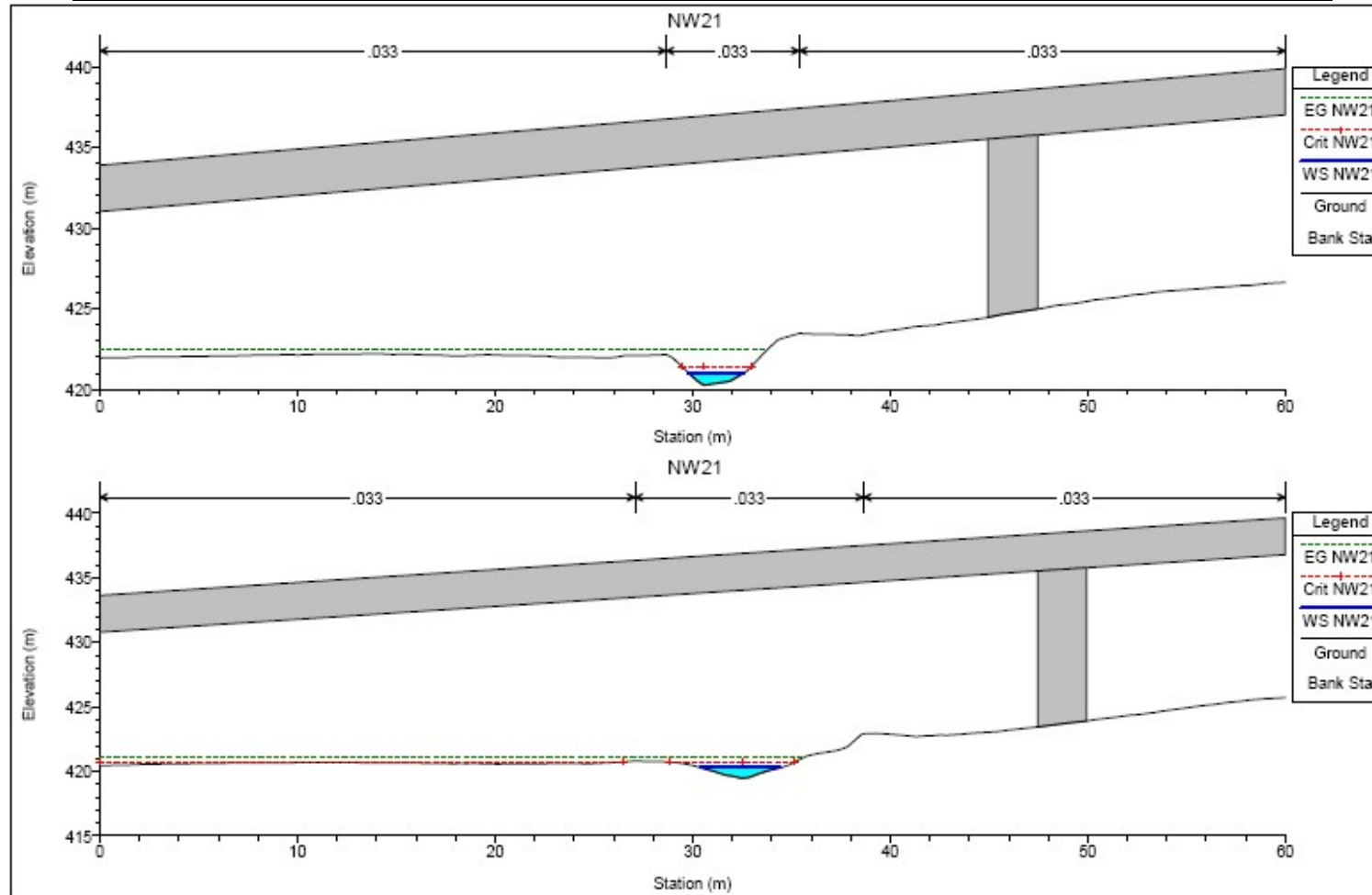
NW21 - Profilo di corrente – Post Operam

RELAZIONE IDRAULICA
ATTRAVERSAMENTI IN VIADOTTO

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3Z	00	D 26	RINV2003002	B	15 di 44



Viadotto NW21 - Sezione di monte e di valle attraversamento - Ante Operam



Viadotto NW21 - Sezione di monte e di valle attraversamento - Post Operam

Viadotto NW21 Caratteristiche idrauliche principali delle sezioni rilevate – Ante Operam – $Q_{200} = 7.05 (m^3/s)$

Sezione	Quota fondo	Massimo tirante idraulico	Quota tirante idraulico	Quota altezza critica	Quota carico totale	Pendenza linea dei carichi	Velocità media	Area bagnata	Larghezza massima pelo libero
n°	(m s.l.m.)	(m)	(m s.l.m.)	(m s.l.m.)	(m s.l.m.)	-	(m/s)	(m ²)	(m)
Sez.7	428.39	0.71	429.10	429.45	430.24	0.070038	4.72	1.49	2.58
Sez.6 monte tombino esistente	425.88	0.64	426.53	426.98	428.20	0.041761	5.73	1.23	2.46
Sez.5 valle tombino esistente	425.73	0.83	426.57	426.96	427.90	0.093842	5.11	1.38	2.85
Sez.4	420.27	0.74	421.01	421.42	422.48	0.105929	5.37	1.31	2.78
Sez.3	419.47	0.82	420.29	420.72	421.10	0.058429	3.99	1.77	4.05
Sez.2	415.51	0.64	416.15	416.48	417.30	0.097325	4.75	1.48	3.88
Sez.1	412.45	0.77	413.22	413.42	413.86	0.041226	3.53	1.99	4.13

Viadotto NW21 Caratteristiche idrauliche principali delle sezioni rilevate – Post Operam – $Q_{200} = 7.05 \text{ (m}^3/\text{s)}$

Sezione	Quota fondo	Massimo tirante idraulico	Quota tirante idraulico	Quota altezza critica	Quota carico totale	Pendenza linea dei carichi	Velocità media	Area bagnata	Larghezza massima pelo libero
n°	(m s.l.m.)	(m)	(m s.l.m.)	(m s.l.m.)	(m s.l.m.)	-	(m/s)	(m ²)	(m)
Sez.7	428.39	0.71	429.10	429.45	430.24	0.070038	4.72	1.49	2.58
Sez.6 monte tombino esistente	425.88	0.64	426.53	426.98	428.20	0.041761	5.73	1.23	2.46
Sez.5 valle tombino esistente	425.73	0.83	426.57	426.96	427.90	0.093842	5.11	1.38	2.85
Sez.4 monte viadotto NW21	420.27	0.74	421.01	421.42	422.48	0.105929	5.37	1.31	2.78
Sez.3 valle viadotto NW21	419.47	0.82	420.29	420.72	421.10	0.058429	3.99	1.77	4.05
Sez.2	415.51	0.64	416.15	416.48	417.30	0.097325	4.75	1.48	3.88
Sez.1	412.45	0.77	413.22	413.42	413.86	0.041226	3.53	1.99	4.13

Le simulazioni in condizioni Ante Operam e Post Operam per i viadotti NW20 e NW21 sono praticamente identiche. Ciò è dovuto al fatto che non vengono mai interessate dal deflusso di piena né le spalle né le pile del viadotto; l'implacato del ponte in caso di portata duecentennale si trova completamente al di sopra del livello idrico e del carico totale.

Le infrastrutture di progetto non cambiano l'assetto idraulico associato al deflusso della piena bicentennale.

5. LA COMPATIBILITÀ IDRAULICA DELLE INFRASTRUTTURE

Di seguito viene analizzata sia la compatibilità idraulica delle opere di attraversamento del territorio sia la sicurezza del corpo stradale identificando in termini di funzionalità e sicurezza.

Le nuove infrastrutture che interferiscono il reticolo idraulico esistente devono soddisfare le prescrizioni previste dalle diverse normative vigenti; in particolare gli strumenti normativi a cui si fa riferimento sono:

- *Norme di Attuazione – Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico Regione Sicilia*
- *Manuale di Progettazione Ferroviaria*
- *Norme Tecniche Costruttive 2018*

5.1 Norme di Attuazione – Piano Stralcio Assetto Idrogeologico Regione Sicilia

La normativa che va adottata per la verifica del Fiume Torto è contenuta nelle Norme di Attuazione del Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico ed in particolare al nelle Norme Specifiche, CAPO II, Assetto Idraulico. Essa regola gli interventi attuabili all'interno delle diverse aree con pericolosità e rischio idraulico associato.

5.2 Manuale di Progettazione Ferroviaria 2018

Il Manuale di Progettazione Ferroviaria in merito alle opere di attraversamento dei corsi d'acqua prescrive quale tempo di ritorno adottare per la loro verifica idraulica e prevede che:

“Sulla base dei dati idrometrici ovvero dello studio idrologico, ad ogni tipo di manufatto idraulico verranno associati i seguenti tempi di ritorno Tr :

[...]

c) Manufatti di attraversamento (ponti e tombini):

- *linea ferroviaria* $Tr = 300$ anni per $S \geq 10$ km².
- *linea ferroviaria* $Tr = 200$ anni per $S < 10$ km². (essendo S la superficie del bacino)”
- *deviazioni stradali* $Tr = 200$ anni

Le opere in questione sono in ambito stradale per cui si farà riferimento alla piena bicentennale.

In particolare il MdP nella sezione 3 al punto 3.7.2.2 prevede che per i ponti *relativamente ai requisiti idraulici nei confronti dei livelli di massima piena si specifica quanto segue:* [...]

- *franco minimo tra l'intradosso dell'opera e la quota del carico idraulico totale corrispondente al livello idrico di massima piena, calcolato come precedentemente descritto, pari a 0.50 m e comunque non inferiore ad 1.50 m sul livello idrico nella sezione immediatamente a monte dell'attraversamento*

5.3 Norme Tecniche Costruttive 2018 (NTC)

Le Norme Tecniche Costruttive 2018 al punto 5.1.2.3 prescrivono che la nuova struttura di attraversamento deve essere rapportata ad un evento di progetto con $Tr = 200$ anni.

“...Quando il ponte interessa un corso d'acqua naturale o artificiale [...] deve in ogni caso essere definita una piena di progetto caratterizzata da un tempo di ritorno Tr pari a 200 anni ($Tr = 200$)...”

Per quanto riguarda il deflusso della portata di piena si prescrive che: *“...Il franco idraulico, definito come la distanza fra la quota liquida di progetto immediatamente a monte del ponte e l'intradosso delle strutture, è da assumersi non inferiore a 1,50 m, e comunque dovrà essere scelto tenendo conto di considerazioni e previsioni sul trasporto solido di fondo e sul trasporto di materiale galleggiante, garantendo una adeguata distanza fra l'intradosso delle strutture e il fondo alveo. Quando l'intradosso delle strutture non sia costituito da un'unica linea orizzontale tra gli appoggi, il franco idraulico deve essere assicurato per una ampiezza centrale di 2/3 della luce, e comunque non inferiore a 40 m...”*

5.4 Verifica prescrizioni norme

Come già esplicitato nel capitolo precedente l'intero progetto non ricade in alcuna area con Pericolosità o Rischio idraulico ed ogni caso non si prevedono infrastrutture nell'alveo tali da ostacolare il normale deflusso della piena o da impedire eventuali opere di mitigazione del rischio idraulico associato al territorio.

Per i corsi d'acqua interferenti la WBS NV20, viadotto NW20 e NW21, a seguito del calcolo del profilo idraulico per una portata corrispondente ad un tempo di ritorno pari a 200 anni si calcolano i franchi idraulici dei viadotti e si verifica che vengano soddisfatte le prescrizioni degli enti sopracitati.

WBS strada	PK corso d'acqua	WBS viadotto	Tr (anni)	Q ₂₀₀ (m ³ /s)	Quota livello Idrico (m s.l.m.)	Quota carico totale (m s.l.m.)	Quota intradosso (m s.l.m.)	Franco intradosso pelo libero (m s.l.m.)	Franco intradosso livello energetico (m s.l.m.)
NV20	2+020	NW20	200	37.48	374.17	375.03	384.08	9.91	9.05
NV20	3+250	NW21	200	7.05	421.01	422.48	426.24	5.23	3.76

Tutti ponti di progetto soddisfano appieno le prescrizioni del Manuale di Progettazione Ferroviaria e le Norme Tecniche Costruttive 2018.

Le analisi svolte, pur con le cautele legate alle approssimazioni che è stato necessario introdurre nei calcoli, evidenziano che per quanto riguarda il tratto indagato le simulazioni effettuate mostrano che l'attuale situazione nella configurazione Ante Operam non presenta praticamente differenze con la configurazione Post Operam; per maggiori dettagli si rimanda alle tavole rappresentative dei modelli.

I risultati delle modellazioni idrauliche evidenziano che nelle condizioni Post Operam non si hanno variazioni dei livelli a monte e a valle del tratto di studio poiché le spalle e le pile dei viadotti non sono mai bagnate dal corso d'acqua.

Alla luce di quanto sopra esposto, le condizioni di rischio idraulico relative alla configurazione finale di progetto risultano ammissibili in relazione all'attuale assetto dei corpi idrici interferiti.

L'inserimento dell'infrastruttura di trasporto sul territorio non genera un aggravio di rischio idraulico rispetto a quello esistente per le zone interessate dall'area di progetto e non preclude eventuali interventi di messa in sicurezza del territorio.

Il progetto in esame è dunque compatibile con la configurazione attuale dei luoghi e rispetta le norme della legislazione vigente in merito alla protezione dai rischi idraulici.

6. FENOMENI MORFOLOGICI INDOTTI DALL'INTERAZIONE DELL'ALVEO CON LE OPERE VIARIE

L'analisi idraulica di un attraversamento deve tenere conto dei fenomeni di tipo geomorfologico che interessano l'alveo, siano essi naturali che derivanti da fattori antropici e, in particolare, dagli effetti indotti dall'attraversamento stesso. I corsi d'acqua sono intrinsecamente un sistema dinamico, che tende a modificare le sue caratteristiche, secondo processi che possono essere lenti o rapidi in risposta a sollecitazioni diverse. L'obiettivo principale è di valutare la tendenza evolutiva dei corsi d'acqua, in termini di possibili naturali variazioni morfologiche dell'alveo che evidenzino erosioni o deposizioni diffuse con mobilitazione dei sedimenti e conseguente possibile rischio:

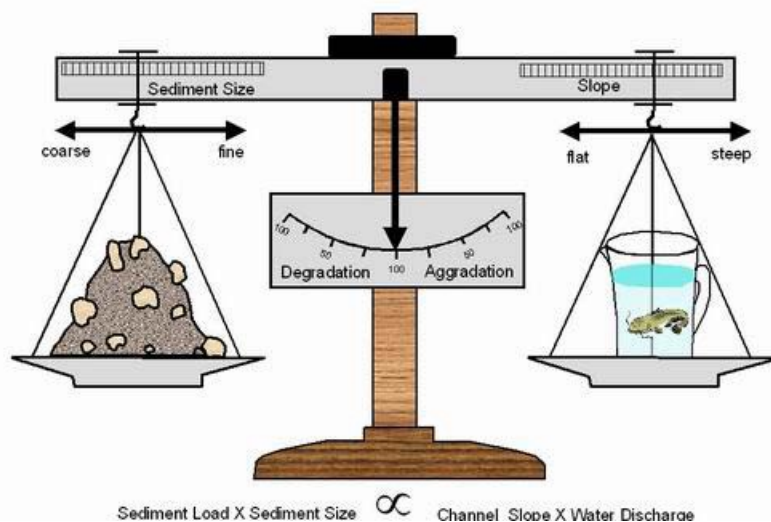
- di abbassamento del fondo alveo in relazione ai fenomeni di scalzamento sulle opere di sostegno dell'impalcato collocate in alveo, ovvero le pile e le spalle.
- di interrimento delle opere di attraversamento in relazione alla possibile riduzione della luce libera di sottotrave.

Tuttavia i sedimenti naturalmente depositi dalla corrente idrica possono essere rimobilizzati dalle piene, per cui l'analisi del trasporto solido fluviale ha l'obiettivo di indicare appunto la tendenza evolutiva, al fine di programmare le conseguenti attività di manutenzione, finalizzate al monitoraggio della dinamica morfologica del corso d'acqua.

6.1 Tendenza evolutiva di un corso d'acqua

Lo stato di equilibrio a cui un alveo naturale dinamicamente tende è un compromesso a cui contribuiscono tutte le variabili idrologiche, idrauliche e sedimentologiche a cui il tratto d'alveo è soggetto. La morfologia di un tratto di un corso d'acqua (pendenza, forma delle sezioni, planimetria, etc.) è sostanzialmente il risultato di questo processo. L'alterazione di una delle variabili in gioco può determinare una perturbazione delle condizioni di equilibrio: il corso d'acqua in tal caso risponde a tale perturbazione muovendosi verso una nuova condizione di equilibrio. Durante l'intervallo di tempo necessario affinché si riassetti intorno a questa nuova condizione, esso attraverserà una fase di instabilità, sarà cioè soggetto a variazioni significative della sua

forma. Le risposte dell'alveo (o aggiustamenti morfologici) possono avvenire nell'arco di brevi intervalli di tempo e limitate estensioni spaziali, o durante intervalli di tempo più lunghi (da decine a migliaia di anni) e coinvolgere un intero sistema fluviale, in funzione della intensità, estensione e tipo di disturbo. Coerentemente con lo schema precedente, l'instabilità di un tratto di un fiume può anche essere considerata come il risultato di una alterazione dell'equilibrio dinamico tra potenza della corrente ($\Omega = \gamma \cdot Q \cdot S$) disponibile per trasportare sedimenti e quantità e dimensioni dei sedimenti che provengono da monte e alimentano il tratto dell'alveo fluviale.



modello concettuale delle risposte di un alveo fluviale ad alterazioni dell'equilibrio dinamico (da LANE, 1955)

Tale concetto è ben espresso dalla relazione di LANE (1955):

$$Q \cdot S = Q_s \cdot D_{50}$$

dove Q rappresenta la portata liquida, S la pendenza del fondo, Q_s la portata solida e D_{50} il diametro mediano dei sedimenti del fondo.

Numerosi sono i fattori che possono intervenire e modificare questo equilibrio. Tra di essi, si può innanzitutto fare una distinzione tra fattori naturali (quali variazioni climatiche ed idrologiche, movimenti tettonici, fenomeni vulcanici, variazioni del livello del mare, ecc.) e fattori antropici. Questi ultimi si possono a loro volta distinguere in due gruppi:

- interventi a scala di bacino (rimboschimenti, disboscamenti, sistemazioni idraulico-forestali, urbanizzazione);
- interventi diretti in alveo (tagli di meandro, canalizzazioni, dighe, escavazione di inerti).

Per quanto riguarda gli interventi a scala di bacino, essi agiscono principalmente sulle variabili guida, andando cioè potenzialmente a perturbare il regime delle portate liquide o, più frequentemente, di quelle solide. Gli interventi diretti in alveo possono modificare direttamente la forma (ad esempio un taglio di meandri), creando così una forma instabile, o perturbare il regime delle portate liquide e solide (ad es. nel caso di una diga) per il tratto immediatamente a valle dell'intervento stesso.

Un'importante differenza tra fattori naturali ed antropici è la scala temporale su cui essi manifestano i loro effetti. I fattori naturali agiscono generalmente in maniera lenta, causando il più delle volte variazioni pressoché impercettibili alla scala della vita umana. Viceversa, i fattori antropici agiscono generalmente in una più breve scala temporale, causando modifiche dirette o inducendo variazioni ben percettibili alla scala della vita umana. Un alveo fluviale reso instabile da uno o più tipi di disturbi, naturali o antropici, può rispondere e modificarsi attraverso variazioni di tipo morfologico (altimetriche, di larghezza e di configurazione morfologica).

Nell'ambito del presente studio al fine di valutare la tendenza evolutiva di un corso d'acqua, si è fatto ricorso ad un'analisi quali-quantitativa basata su:

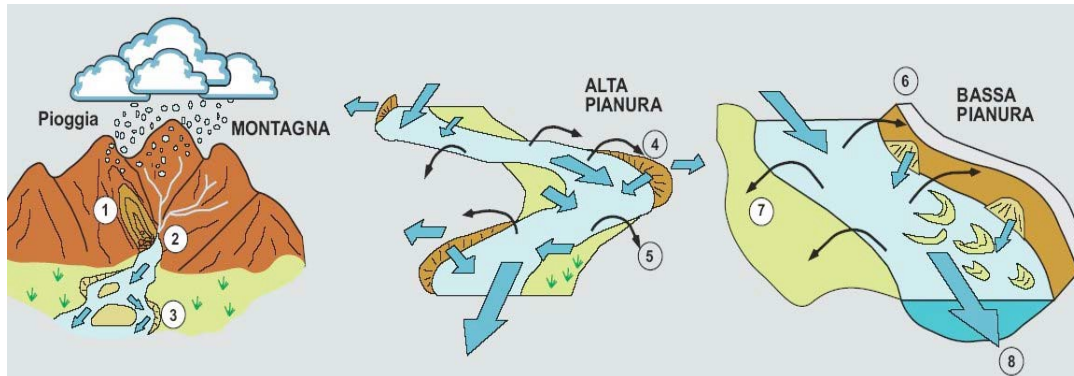
- Caratterizzazione del corso d'acqua di interesse, in base ai seguenti aspetti:
 - Granulometria del materiale d'alveo, in assenza di prelievi di campioni di materiale d'alveo si è proceduto ad una stima qualitativa della granulometria dello stesso attraverso: l'ausilio di un esame visivo delle foto dei sopralluoghi tecnici propedeutici per la progettazione dell'infrastruttura in studio e la consultazione di carte geomorfologiche, geologiche e cartografia di PAI. I corsi d'acqua indagati sono caratterizzati da materiale appartenente alla classe granulometrica delle sabbie con $D_{50} = 1\text{mm}$.
 - Valutazione della portata formativa di riferimento per le analisi di trasporto solido;
- Valutazione del trasporto solido: stima della portata solida (che rappresenta il trasporto solido che realmente transita attraverso un determinato tratto di alveo) e della capacità di trasporto della corrente (che corrisponde alla portata solida che l'alveo è potenzialmente in grado di trasportare in un determinato tratto), mediante individuazione delle formule parametrica di trasporto solido più adatte al caso in esame ;
- Stima della tendenza evolutiva dell'alveo del corso d'acqua in studio in termini di fenomeni di erosione o deposizione attraverso un bilancio di tipo sedimentologico in maniera tale da verificare le opere idrauliche secondo la seguente modalità:

- Tendenza all'erosione ⇒ progettazione di opere di protezione dall'erosione, dimensionate con il criterio di impedire lo scalzamento;
- Tendenza alla deposizione ⇒ progettazione dell'opera di attraversamento in modo che sia garantita l'officiosità idraulica (franco di progetto maggiore del minimo richiesto dalla Normativa);

individuazione delle azioni necessarie al mantenimento del franco idraulico di progetto (interventi di manutenzione);

6.2 Portata Formativa

Una proprietà che caratterizza la morfologia e la dinamica di un alveo fluviale a fondo mobile è quella di variare continuamente la propria forma nello spazio e nel tempo adattandosi al regime delle portate liquide e del trasporto solido. Nel momento in cui, a causa di fattori naturali o antropici, si verifica una variazione delle variabili guida o delle condizioni al contorno o della forma stessa dell'alveo, quest'ultima non è più espressione di una condizione di equilibrio dinamico tra le variabili in gioco. L'alveo risponderà a tali alterazioni modificando la sua morfologia, le sue caratteristiche idrauliche o il trasporto solido, attraverso una serie di complesse retroazioni fino al raggiungimento di una nuova condizione di equilibrio dinamico. Per lo studio dell'equilibrio morfodinamico del corso d'acqua assume particolare importanza la definizione della portata liquida cui fare riferimento. A causa dell'estrema variabilità dei livelli idrometrici e delle corrispondenti portate in una singola sezione di un corso d'acqua naturale, è nata l'esigenza di definire un livello (e/o una corrispondente portata) che fosse il valore più rappresentativo della forma e delle dimensioni dell'alveo.



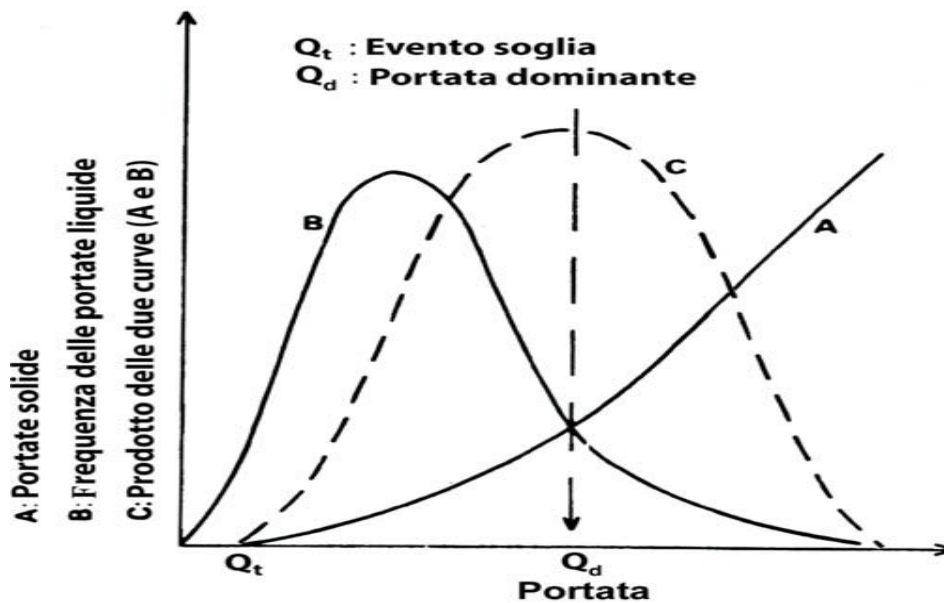
Principali processi di interscambio di sedimenti nelle tre zone di un bacino idrografico (da AUTORITÀ DI BACINO DEL FIUME PO, 2008).

Per lo studio dell'equilibrio morfodinamico del corso d'acqua assume particolare importanza la definizione della portata liquida cui fare riferimento. A causa dell'estrema variabilità dei livelli idrometrici e delle corrispondenti portate in una singola sezione di un corso d'acqua naturale, è nata l'esigenza di definire un livello (e/o una corrispondente portata) che fosse il valore più rappresentativo della forma e delle dimensioni dell'alveo. Nasce il concetto di livello ad alveo pieno (*bankfull stage*) (alcuni autori italiani utilizzano anche i termini "piene rive" o "ripe piene") e corrispondente portata ad alveo pieno (*bankfull discharge*). Secondo la definizione originaria proposta da LEOPOLD et al. (1964), la portata ad alveo pieno rappresenta la "massima portata che può essere contenuta all'interno dell'alveo senza che superi le sponde" ed il livello ad alveo pieno rappresenta il corrispondente livello idrometrico. Tenendo presente che le prime definizioni di portata ad alveo pieno (così come degli altri concetti di geometria idraulica) sono riferite quasi sempre ad alvei naturali stabili (in equilibrio dinamico), ne deriva che la superficie che cominciava ad essere inondata qualora la portata non contenuta all'interno dell'alveo superava le sponde coincideva proprio con la cosiddetta pianura inondabile (*floodplain*). Pertanto il livello ad alveo pieno si veniva ad identificare con la quota della pianura inondabile 'attiva' o 'moderna' (active or modern floodplain), cioè della superficie pianeggiante formata dal corso d'acqua nelle presenti condizioni di regime (a differenza del terrazzo che corrisponde ad una piana inondabile 'inattiva'). E' comunemente accettato in letteratura che la portata ad alveo pieno si verifica normalmente con moderata frequenza, essendo questa compresa tra 1 e 3 anni ($Q_{1.5}$, Q_2 , $Q_{2.33}$). Esistono alcune implicazioni fisiche legate al livello ad alveo pieno, in quanto esso rappresenta un'importante discontinuità nell'efficacia dei processi fluviali, in particolare:

- segna il passaggio da processi prevalenti di trasporto solido in alveo a processi di tracimazione;

- durante le esondazioni, una parte della corrente si muove sulla piana inondabile e non influenza direttamente le dimensioni dell'alveo.

Associato al concetto di portata ad alveo pieno è quello di portata formativa (*channel-forming discharge*) o portata dominante (*dominant discharge*). La definizione di tali portate risale alle prime applicazioni della teoria del regime ad alvei naturali, quando si è posta la questione di definire un singolo valore di portata liquida che, se fosse idealmente sostituito all'intero regime delle portate per uno stesso periodo di tempo, produrrebbe la stessa forma e le stesse caratteristiche geometriche dell'alveo (Inglis, 1949). Una definizione più robusta e fisicamente basata è quella fornita da Wolman & Miller (1960), i quali impostarono il problema in termini di prodotto tra magnitudo e frequenza delle portate liquide.



Concetto di portata dominante o efficace secondo Wolman & Miller

Secondo tale schema, le portate più efficaci nel modellare l'alveo non sono né quelle relativamente basse (le quali, anche se molto frequenti, sono in grado di trasportare solo modeste quantità di sedimenti), né quelle estreme (le quali, seppure associate ad elevato trasporto solido, sono troppo infrequenti), bensì una portata associata a condizioni intermedie, alla quale corrisponde il massimo valore del prodotto tra la curva di frequenza delle portate liquide e le corrispondenti portate solide. Andrews (1980) ha fornito una conferma sperimentale a quanto originariamente proposto da Wolman & Miller (1960). È stato così introdotto anche il termine di portata efficace (*effective discharge*) per indicare appunto la portata che trasporta più sedimenti in un certo intervallo temporale. Dato che la frequenza associata alla portata efficace (tempi di ritorno tra 1 e 3

anni) è la stessa di quella che caratterizza la portata ad alveo pieno, le due portate spesso possono essere identificate, almeno in alvei in equilibrio dinamico.

In conclusione, la portata formativa (channel forming discharge) e la portata dominante (dominant discharge) possono essere considerati equivalenti, e sono da intendere come quel valore teorico di portata che ha maggiori effetti sulla forma e sulle dimensioni dell'alveo, mentre esistono tre possibili approcci per determinare tale portata "teorica" (Biedenharn et al., 2001):

- Portata ad alveo pieno (bankfull discharge);
- Portata con tempo di ritorno compreso tra 1 e 3 anni (il valore della portata biennale $Q_{T=2}$ è quello più comunemente usato);
- Portata efficace (effective discharge), intesa come portata che trasporta più sedimenti in un intervallo temporale sufficientemente ampio.

6.3 Valutazione del Trasporto Solido

6.3.1 Condizione di incipiente movimento

L'inizio del moto delle particelle costitutive dell'alveo di un corso d'acqua può essere definito studiando l'equilibrio tra le forze che favoriscono la mobilitazione delle particelle e quelle che tendono ad opporsi a questo movimento. La relazione di equilibrio può essere scritta nella forma seguente:

$$\tau = \frac{\tau_0}{(\gamma_s - \gamma) \cdot d}$$

dove τ_0 è lo sforzo tangenziale alla parete, γ e γ_s sono rispettivamente il peso specifico del materiale solido e dell'acqua, d è il diametro caratteristico del materiale costituente il fondo alveo. Sostituendo nella relazione precedente l'espressione $\tau_0 = \gamma \cdot R \cdot i$, si ottiene:

$$\tau = \frac{i \cdot R}{\Delta \cdot d}$$

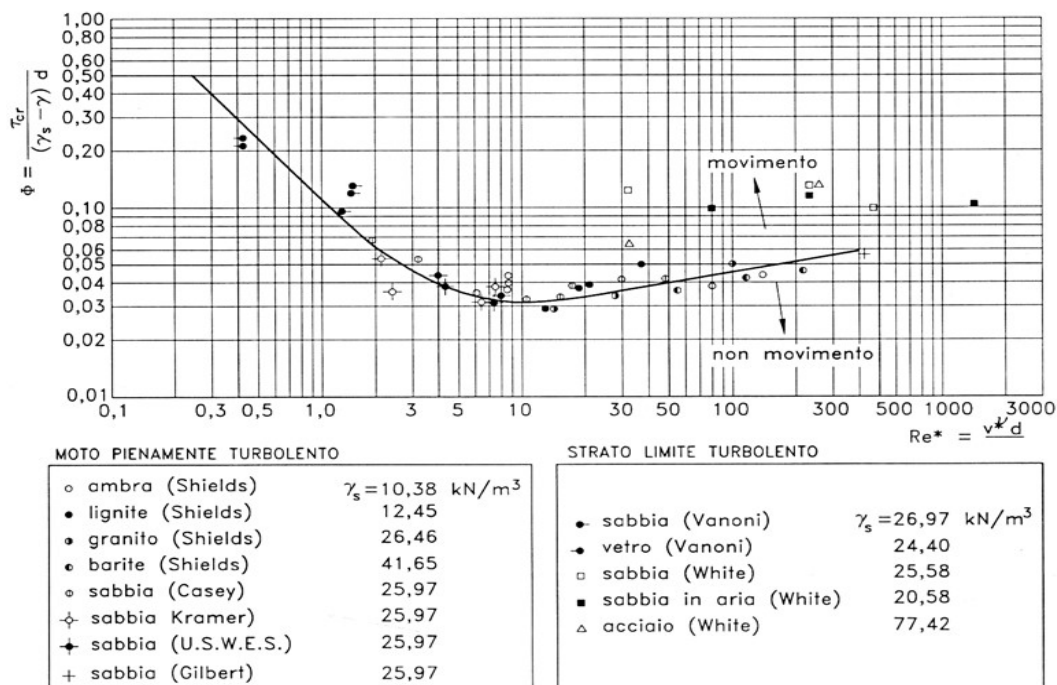
Dove $\Delta = \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma}$ rappresenta il peso specifico in acqua dei granuli, R è il valore assoluto del raggio idraulico,

i è la pendenza dell'alveo. Indicando con τ_{cr} il valore che τ assume all'inizio del movimento della particella,

Shields dimostrò sperimentalmente che tale grandezza è univocamente legata al numero di Reynolds relativo alla velocità d'attrito alla parete u^* , individuando una curva sperimentale che definisce tale legame;

$$Re_e = \frac{u^* \cdot d}{\nu}$$

Il diagramma di Shields riporta in ascisse tale parametro Re^* ed in ordinate la variabile $\Theta = \tau$, definita come *parametro di mobilità di Shields*.



abaco di Shields

I punti che occupano la zona del diagramma al disopra della curva ($\tau > \tau_{cr}$), rappresentano situazioni con trasporto del materiale, i punti al di sotto della curva situazioni di deposito del materiale. In particolare, nel campo di moto caratterizzato da $Re^* \geq 200$, τ_{cr} assume valore praticamente costante e pari, secondo Shields, a 0.056. La condizione di incipiente movimento è quindi definita dalla relazione:

$$\frac{i \cdot R}{\Delta \cdot d} \geq 0.056$$

E' necessario inoltre tenere presente che la distribuzione degli sforzi sul fondo e sulle sponde, anche in condizioni di moto uniforme, non è costante, e che in generale lo sforzo tangenziale massimo è superiore al

valore medio calcolato con la condizione di moto uniforme $\tau_0 = \gamma \cdot R \cdot i$. Il rapporto tra lo sforzo massimo e lo sforzo medio dipende sostanzialmente dalla forma della sezione e dal numero di Reynolds, anche se per valori di questo parametro sufficientemente grandi ($Re > 10^4 - 10^5$) la dipendenza dal numero di Reynolds diventa trascurabile.

6.3.2 *Trasporto solido*

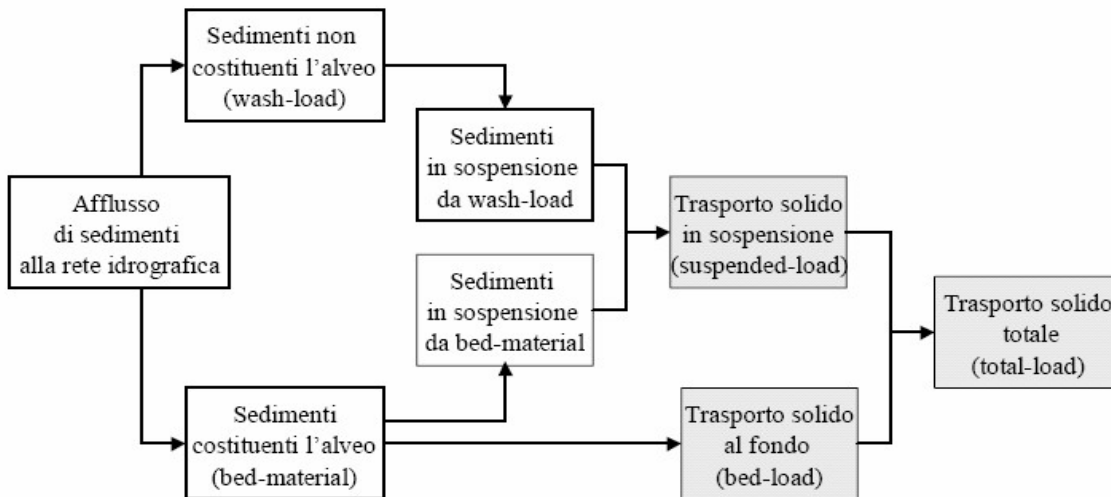
Secondo Chang (1992) nel materiale in arrivo ed in transito nel corso d'acqua si può distinguere:

- una componente che contribuisce alla “costruzione” dell'alveo (bed material);
- una componente che viene trasportata dal corso d'acqua ma che non partecipa ai processi di erosione e deposito (wash-load). Questa rappresenta la porzione più fine del materiale trasportato in alveo (diametro inferiore a 0.0064 mm) e che ha origine sui versanti durante un periodo piovoso e si muove direttamente fino al recapito finale (foce, lago, aree palustri, aree di esondazione ecc) senza intervenire nella dinamica d'alveo.

Di seguito invece si distinguono le varie modalità di trasporto solido.

- Trasporto solido al fondo (bed-load): è costituito dai sedimenti che sono responsabili del modellamento dell'alveo, questi si muovono restando mediamente a contatto con il fondo per saltazione, rotolamento o trascinamento come elementi singoli o come movimento generalizzato di tutti i granuli di ogni dimensione.
- Trasporto solido in sospensione (suspended-load): è costituito a sua volta da altri due tipi di trasporto solido, il trasporto in sospensione del materiale costituente il letto che viene portato in sospensione per particolari condizioni della corrente (sospensione da bed-material) e il wash load. Quest'ultimo non influisce sul bilancio sedimentologico.

La somma del trasporto al fondo e del trasporto in sospensione costituisce il trasporto totale (total-load).



schema del trasporto solido (da Paris, 1977)

I criteri di stima si limitano alla valutazione dell'entità del trasporto del materiale d'alveo (bed material) come trasporto di fondo, in sospensione o totale; non esistono invece indicazioni utilizzabili per la quantificazione del trasporto per dilavamento (wash load) non collegabile alle caratteristiche idrauliche della corrente. La più accurata stima dell'entità del trasporto di sedimenti in un alveo è fornita dai risultati delle stazioni di monitoraggio, ben tarate e funzionanti per un periodo abbastanza lungo di tempo. Tuttavia, difficilmente si hanno a disposizione queste stazioni e, quindi, si è costretti a calcolare questa entità. I criteri di stima utilizzati, di qualunque tipo essi siano (empirici, semiempirici, probabilistici, energetici), andrebbero calibrati su dati sperimentali. L'approccio generalmente utilizzato è quello idraulico. Il calcolo del trasporto solido basato su formule idrauliche si basa sulla premessa che esiste una specifica relazione fra variabili idrauliche, parametri sedimentologici e portata solida. La validità di ogni criterio è comunque limitata al campo dei valori dei parametri idraulici e delle caratteristiche del materiale utilizzato per la sua definizione; ogni estensione del criterio risulta arbitraria. I criteri di stima del trasporto solido forniscono, in linea di principio, una sovrastima del materiale movimentato; essi valutano infatti la capacità di trasporto della corrente relativa a una condizione di equilibrio tra materiale eroso e depositato. Il valore del trasporto solido coincide poi con quello della capacità di trasporto solo quando tutto il materiale movimentato dalla corrente risulta, effettivamente, disponibile in alveo.

La capacità di trasporto solido è definita come la massima quantità di sedimenti che la corrente è in grado di trasportare. Può essere calcolata con la formula di Meyer-Peter e Müller (valida per pendenze $i_f \leq 2\%$), ricavata in base ad un elevato numero di prove sperimentali eseguite presso il laboratorio di Idraulica del Politecnico di Zurigo (Eidgenössische Technische Hochschule) e testata su miscugli a granulometria assortita. Tale formula può essere espressa nelle variabili dimensionali di Einstein:

$$\Phi = 8 \cdot (\Theta - \Theta_{cr})^{1.5}$$

dove:

- $\Phi = \frac{q_b}{d \cdot \sqrt{g \cdot \Delta \cdot d}}$ è il cosiddetto *parametro di trasporto* (adimensionale) e q_b (m^2/s) è la portata solida per unità di larghezza d'alveo ;

- $\Theta = \frac{u_*^2}{(g \cdot \Delta \cdot d)}$ è il parametro di mobilità, calcolato con riferimento alla sola resistenza di grano senza includervi cioè l'eventuale contributo alla resistenza dovute alle forme di fondo. Nella letteratura e in molte applicazioni si preferisce fare riferimento alla resistenza globale. La formula può allora essere corretta introducendovi il rapporto tra i relativi coefficienti di scabrezza: $\Theta = \left(\frac{k'_s}{k_s} \right) \frac{u_*^2}{(g \cdot \Delta \cdot d)}$ dove

$$k'_s = \frac{26}{d_{90}^{1/6}}$$

rappresenta il coefficiente di Strickler relativo alla scabrezza di grano e k_s quello globale;

- Θ_{cr} il parametro di mobilità critico, (si ha trasporto di materiale solido per $\Theta > \Theta_{cr}$).

Riportando la formula nelle variabili dimensionali che caratterizzano il materiale, l'alveo e le condizioni di moto, si può scrivere:

$$q_b = \sqrt{g \cdot \Delta} \cdot \left(\frac{R \cdot i}{\Delta} - d \cdot \Theta_{cr} \right)$$

Tale valore rappresenta la massima portata solida specifica trasportabile dalla corrente, coincidente con l'effettiva portata solida solo nel caso sia disponibile in alveo una sufficiente quantità di materiale. In caso contrario la corrente trasporta solo il materiale disponibile: in queste condizioni la portata solida effettiva non coincide con la capacità di trasporto che va individuata attraverso un bilancio di tipo sedimentologico.

In presenza di canali con forte pendenza ($3\% > i_f > 20\%$) si utilizza un'estensione della formula di Meyer-Peter, la formula di Smart-Jaggi.

$$q_b = d \cdot \sqrt{g \cdot \Delta \cdot d} \cdot 4 \cdot \left(\frac{d_{90}}{d_{30}} \right)^{0.2} \cdot i_f^{0.6} \cdot g^{0.5} \cdot (g - g_{cr}) \cdot \frac{u}{u_*}$$

dove:

- d_{90} è il diametro dei sedimenti al 90% di passante;
- d_{30} è il diametro dei sedimenti al 30% di passante.

Nella formula il rapporto

$$\left(\frac{d_{90}}{d_{30}} \right)^{0.2}$$

può essere sostituito dal valore 1.05 valore che tiene conto della non uniformità del materiale naturale. Si consiglia di utilizzare un

$$g_{cr} = 0.05$$

6.4 STIMA DELLA TENDENZA EVOLUTIVA DEL CORSO D'ACQUA

Un corso d'acqua ed in particolare un suo tratto si definisce stabile, quando i parametri rappresentativi delle sue caratteristiche geometriche, idrauliche e della composizione del materiale d'alveo, risultano in reciproco equilibrio e conseguentemente invariati nel tempo. I parametri generalmente coinvolti nei processi di equilibrio della morfologia fluviale sono: la portata liquida nel tronco ed il suo andamento temporale, la portata solida entrante nel tronco e quella che esso è in grado di trasportare, le caratteristiche del materiale costituente l'alveo e le sponde.

Si è proceduto ad una valutazione qualitativa del fenomeno erosivo-depositivo (Condizione Attuale – Condizione Stato di Progetto), attraverso un bilancio di tipo sedimentologico, tra la portata solida in arrivo da monte e la capacità di trasporto solido totale di ogni singolo tratto di asta in esame.

6.4.1 Bilancio Sedimentologico

Il carattere di un fiume è profondamente influenzato dalla quantità e dalle modalità attraverso cui viene rifornito di acqua e sedimenti: cambiamenti nelle portate solide e liquide generano cambiamenti nella morfologia del corso d'acqua. Per una valutazione della tendenza evolutiva occorre stimare la sua capacità di

trasporto solido e confrontarla con gli apporti effettivi, si deve cioè procedere ad un bilancio di sedimenti (o sedimentologico). Fare un bilancio di sedimenti significa quindi investigare le caratteristiche dell'ingresso, del trasporto, dello stoccaggio e dell'uscita di sedimenti all'interno di un tratto o dell'intero sistema fluviale. Gli obiettivi che spingono a realizzare un bilancio di sedimenti sono molteplici, ad esempio conoscere la quantità di sedimenti caratteristica di un tratto, descrivere il tipo e l'intensità dei processi; in generale forniscono sia informazioni qualitative (ad es. sulle interazioni fra processi) che quantitative (ad es. sull'intensità dei processi).

Per valutare le tendenze evolutive dell'alveo di un corso d'acqua si devono considerare la portata solida (che rappresenta il trasporto solido che realmente transita attraverso un determinato tratto di alveo) e la capacità di trasporto della corrente (che corrisponde alla portata solida che l'alveo è potenzialmente in grado di trasportare in un determinato tratto). Il trasferimento dei sedimenti attraverso un tratto di alveo è sintetizzato nel bilancio sedimentologico che con riferimento ad un tronco elementare di un corso d'acqua di lunghezza dx (vedi figura), può essere espresso con un'equazione di continuità del tipo: $Q_S = Q_T - \Delta Q$

dove:

- Q_s è la portata solida complessiva in volume in uscita;
- Q_t quella in ingresso nel tratto e ΔQ è il termine di immagazzinamento;
- q_s la portata solida volumetrica per unità di larghezza scambiata lateralmente, positiva se entrante e indipendente dal tempo;

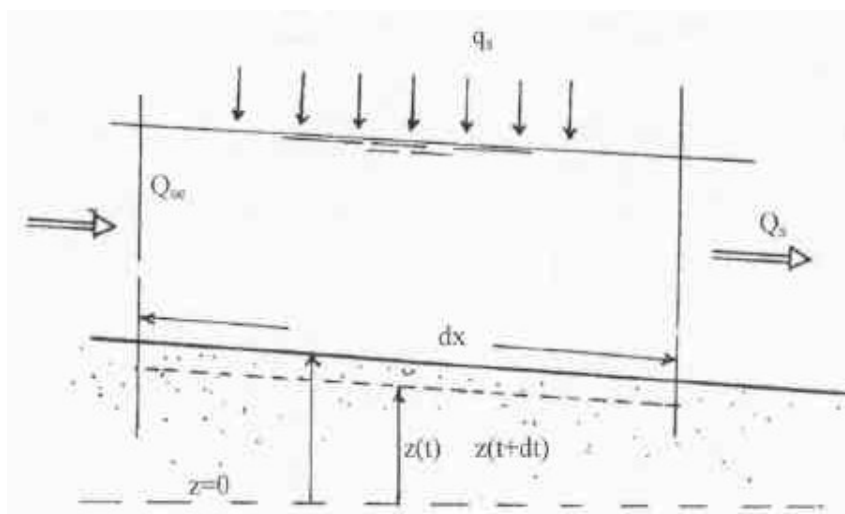


Figura 6.1: schema per l'applicazione dell'equazione di bilancio sedimentologico

Il principio di funzionamento è quindi molto semplice: scelto un tratto ed un intervallo temporale, la quantità di sedimenti in ingresso è pari a quella in uscita, più le variazioni all'interno del tratto. Quando in un tratto di alveo la portata solida entrante è pari alla capacità di trasporto, la portata uscente sarà pari a quella entrante, la quota del fondo rimarrà invariata e allora il tratto risulterà in equilibrio.

Se invece la capacità di trasporto è maggiore della portata solida in ingresso, la quantità di sedimenti mancanti per soddisfare l'eccesso di capacità di trasporto, viene preso dal fondo dell'alveo, provocando una degradazione del fondo (erosione). Nel caso in cui la portata solida in ingresso è superiore alla capacità di trasporto in questo caso il fiume non è in grado di smaltire l'apporto solido in arrivo da monte, questo allora si accumulerà progressivamente provocando un fenomeno di sedimentazione (Mengoni, 2000).

Nel caso di interesse la capacità di trasporto solido è stata poi valutata utilizzando la formula di Smart e Jaggi (1983) descritta nel paragrafo 6.4.2 che ben si adatta alle pendenze dei corsi d'acqua in analisi.

Una volta applicato il metodo sopra citato, sulla base anche dei risultati del modello monodimensionale a moto permanente implementato per ciascuna asta oggetto del presente studio, è stato possibile eseguire il bilancio sedimentologico e successivamente un'analisi qualitativa della potenziale evoluzione altimetrica del fondo nelle Condizione Attuale – Condizione Stato di Progetto.

Queste le ipotesi di base utilizzate:

- si assume per la portata liquida formativa (di modellamento) il valore più comunemente usata ossia la Q_{T2} corrispondente ad un tempo di ritorno pari a 2 anni;
- il deflusso avviene in condizioni stazionarie (moto permanente);
- la sezione (i-1) a monte della sezione i-esima di calcolo, è in grado di saturare la sua capacità di trasporto solido, ovvero la portata solida uscente è pari alla capacità di trasporto calcolata con la formulazione scelta;
- alla sezione i-esima giunge una portata solida pari alla capacità di trasporto della sezione (i-1).

Dal bilancio degli apporti solidi in ogni sezione si deduce la tendenza evolutiva dell'alveo, in quanto nei tratti in cui la portata solida aumenta nella direzione del moto si tenderà ad avere erosione, mentre nei tratti in cui diminuisce la portata solida si avrà verosimilmente deposito.

I risultati ottenuti riguardanti la capacità di trasporto solido, vengono descritti e presentati di seguito sotto forma tabellare:

Corso d'acqua	Senza Nome									
Q_{TR2}	25.8 (m ³ /s)									
Struttura	Viadotto NW20									
Condizione	ATTUALE						STATO DI PROGETTO			
Sezioni	Q_{solida} Ingresso	Q_{solida} Uscita	Bilancio	Tendenza		Sezioni	Q_{solida} Ingresso	Q_{solida} Uscita	Bilancio	Tendenza
	(T/d)	(T/d)	(T/d)				(T/d)	(T/d)	(T/d)	
8	19,29		*****		NW20	8	19.29		*****	
7	19,29	34,63	15,34	Erosione		7	19,29	34,63	15,34	Erosione
6	34,63	3,15	-31,48	Deposito		6	34,63	3,15	-31,48	Deposito
5	3,15	14,97	11,82	Erosione		5	3,15	14,97	11,82	Erosione
4	14,97	4,66	-10,31	Deposito		4	14,97	4,67	-10,30	Deposito
3	4,66	1,04	-3,62	Deposito		3	4,67	1,04	-3,63	Deposito
2	1,04	2,21	1,17	Erosione		2	1,04	2,21	1,17	Erosione
1	2,21	13,24	11,03	Erosione		1	2,21	13,24	11,03	Erosione

Si può notare come fra la sezione 5 e la sezione 4 il tratto che allo stato attuale è potenzialmente interessato da un fenomeno di erosione/deposito si mantenga tale anche in seguito all'intervento in progetto sezioni 5 e 4 NW20, con variazioni trascurabili della portata solida totale.

Corso d'acqua	Senza Nome									
Q_{TR2}	0.94 (m ³ /s)									
Struttura	Viadotto NW21									
Condizione	ATTUALE						STATO DI PROGETTO			
Sezioni	Q_{solida} Ingresso	Q_{solida} Uscita	Bilancio	Tendenza		Sezioni	Q_{solida} Ingresso	Q_{solida} Uscita	Bilancio	Tendenza
	(T/d)	(T/d)	(T/d)				(T/d)	(T/d)	(T/d)	
7	2,55		****			7	2,55		****	
6	2,55	0,34	-2,21	Deposito		6	2,55	0,34	-2,21	Deposito
5	0,34	4,57	4,23	Erosione		5	0,34	4,57	4,23	Erosione
4	4,57	1,71	-2,87	Deposito	NW21	4	4,57	1,71	-2,87	Deposito
3	1,71	3,24	1,54	Erosione		3	1,71	3,27	1,56	Erosione
2	3,24	1,97	-1,28	Deposito		2	3,27	1,93	-1,34	Deposito
1	1,97	2,03	0,07	Erosione		1	1,93	2,03	0,11	Erosione

Il tratto fra la sezione 4 e la sezione 3 che allo stato attuale è potenzialmente interessato da deposito/erosione, si mantiene tale anche in seguito all'inserimento del Viadotto NW21 in progetto con variazioni trascurabili della portata solida totale.

7. ALLEGATI

7.1 MODELLO DI SIMULAZIONE IDRAULICA

Il modello matematico di simulazione idraulica, sviluppato nell'ipotesi di corrente unidimensionale in alveo a fondo fisso ed in regime di moto permanente, è stato costruito sulla base della cartografia disponibile integrata con rilievi di campagna e dei risultati del volo LIDAR effettuato nel 2019.

Successivamente si è proceduto all'implementazione del modello su elaboratore elettronico mediante il codice di calcolo automatico HEC-RAS della U.S.A.C.E.

Le equazioni utilizzate per valutare le perdite di carico e quindi il profilo di una corrente variano a seconda del tipo di corrente. Per correnti che si mantengono o sempre lente o sempre veloci in un determinato tratto, si è utilizzata l'equazione della conservazione dell'energia totale.

7.2 CONSERVAZIONE DELL'ENERGIA TOTALE

Isolando un tratto di corrente gradualmente variata e indicando con 1 e 2 le sezioni a monte e a valle del tratto, l'equazione di conservazione dell'energia, con riferimento alla fig. 1, è espressa da:

$$Y_2 + Z_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} = Y_1 + Z_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} + h_e \quad (1)$$

dove

h_e , perdite di energia;

V_i , velocità media di portata (rapporto tra portata e l'area totale);

α_i , coefficienti di ragguglio delle potenza cinetica (coefficienti di Coriolis)

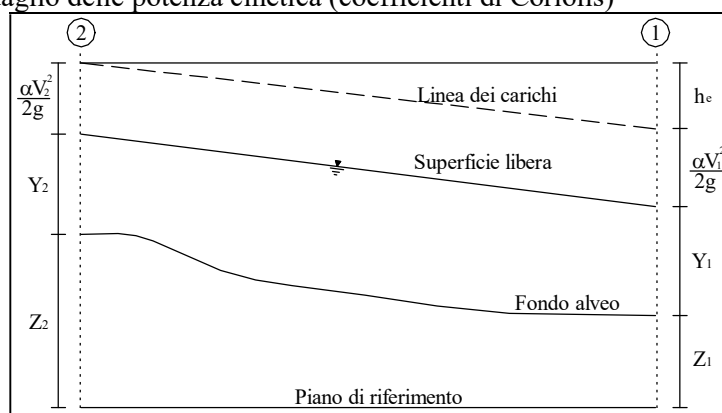


Fig. 1 – Schema di calcolo

La perdita di carico h_e lungo il tratto di corrente è causata prevalentemente dalla perdita per attrito (continue) o per le variazioni di velocità intrinseche nelle zone di espansione o contrazione della corrente (perdite localizzate). Indicando con J la perdita di carico per unità di lunghezza e con C un coefficiente che tiene conto del fenomeno dell'espansione o contrazione, le perdite di carico possono essere valutate come segue:

$$h_e = LJ + C \left| \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} \right| \quad (2)$$

La lunghezza L del ramo è stata valutata tenendo in conto la forma non regolare che presenta la sezione trasversale del fiume.

Il coefficiente C di espansione o contrazione è stato valutato in funzione del tipo di transizione che avviene secondo la tab. 1.

C coefficiente di espansione	Contrazione	Espansione
Nessuna transizione	0	0
Transizione graduale	0.1	0.30
Sezione tipica di un ponte	0.3	0.50
Rapida transizione	0.6	0.80

Tab. 1 – Coefficiente di contrazione o espansione

Sulla base di quanto esposto sopra, al fine di rispettare sia le prescrizioni emanate dall'Autorità di bacino del Fiume Po che le prescrizioni ferroviarie, le verifiche idrauliche sono state condotte sia con riferimento ad un evento di piena con tempo di ritorno pari a 200 anni che con portate cinquecentennali.

$$J = \left(\frac{Q}{K} \right)^2_{\text{con}} \quad K = \frac{1.486}{n} AR^{2/3} \quad (3)$$

dove

n , coefficiente di scabrezza di Manning;

A , area della sezione;

R , raggio idraulico.

Il coefficiente α è stato valutato come media pesata sulle portate della velocità suddividendo la sezione in più campi. Ad esempio per la sezione di fig. 2 si ottiene:

$$\frac{\alpha \bar{V}^2}{2g} = \frac{Q_1 \frac{V_1^2}{2g} + Q_2 \frac{V_2^2}{2g}}{Q_1 + Q_2} \Rightarrow \alpha = \frac{Q_1 V_1^2 + Q_2 V_2^2}{(Q_1 + Q_2) \bar{V}^2} \quad (4)$$

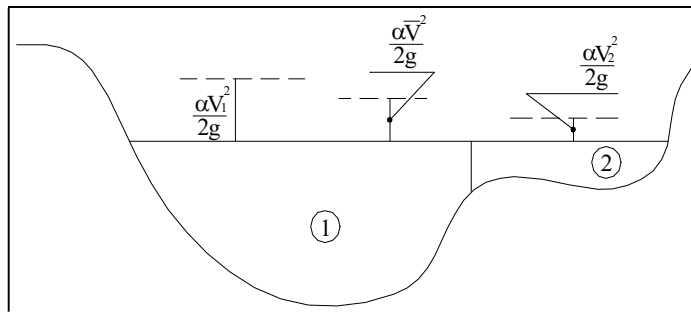


Fig. 2 – Suddivisione in sottozone con eguale velocità della corrente

Una soluzione in forma chiusa della (1) non risulta di facile individuazione. Si è proceduto quindi con metodi iterativi cercando di volta in volta di raffinare la soluzione fino a giungere ad un errore che sia stimato accettabile.

7.3 Equazione della conservazione della quantità di moto totale

L'equazione della conservazione dell'energia totale (1) ha validità solo nel caso di correnti gradualmente variate (o lineari con la dizione del Venturoli) all'interno del ramo in esame. In particolare essa è stata applicata nel caso di corrente ovunque subcritiche o supercritiche. Qualora all'interno di un ramo si verificasse il passaggio da corrente veloce a lenta, con perdita della gradualità del movimento, si è utilizzata l'equazione della conservazione della quantità di moto totale.

Applicando l'equazione globale dell'equilibrio dinamico al volume di controllo compresso tra le sezioni 1-2, nelle quali la corrente possa considerarsi gradualmente variata (cfr. fig. 3), e proiettandola lungo l'asse x, si ottiene

$$P_2 - P_1 + W_x - F_f = Q\rho\Delta V_x \quad (5)$$

dove si è indicato con

P_i , spinta idrostatica sulla sezione i ;

W_x , componente della forza peso nella direzione del moto;

F_f , forza d'attrito lungo la superficie di contorno del volume di controllo;

Q , portata complessiva (supposta costante);

ρ , densità del fluido;

ΔV_x , variazione della velocità media di portata tra le sezioni 1 e 2.

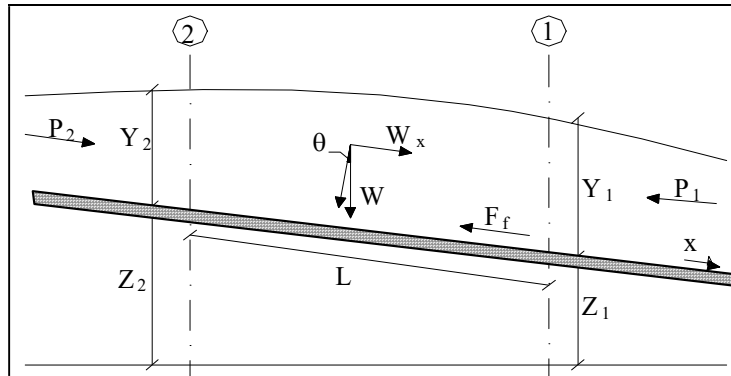


Fig. 3 – Schema di calcolo

I termini idrostatici per pendenze dell'ordine di 1 a 10% sono valutabili come:

$$P = \gamma A \bar{Y} \cos \theta \cong \gamma A \bar{Y} \quad (6)$$

potendo porre, per le pendenze in esame, $\cos \theta = 1$.

Nella relazione (6) γ corrisponde al peso specifico del fluido, A l'area della sezione ed \bar{Y} l'affondamento del baricentro della sezione.

La componente della forza peso, noto il peso specifico del fluido, la lunghezza L del tronco e l'area totale di fluido presente, è stata valutata nel modo seguente:

$$W = \gamma \left(\frac{A_1 + A_2}{2} \right) \cdot L \Rightarrow W_x = W \cdot \sin \theta \quad (7)$$

Per quanto attiene la valutazione del termine di forza di attrito alle pareti, è prassi comune valutarlo supponendo per esso valide le formule, specificamente dedotte per il moto uniforme. In particolare denotando con τ lo sforzo tangenziale medio e con J la cadente piezometrica risulta:

$$F_f = \tau PL$$

$$\tau = \gamma RJ \Rightarrow F_f = \gamma \frac{A}{P} JPL = \gamma \left(\frac{A_1 + A_2}{2} \right) \cdot JL \quad (8)$$

dove P ed R rappresentano rispettivamente il perimetro bagnato ed il raggio idraulico della sezione.

La soluzione dell'equazione (5) è stata ottenuta per iterazioni successive.

Il modello elaborato prevede una corrente con un'altezza idrica minore dell'altezza di intradosso del ponte. Nel caso di correnti con altezza idrica superiore o eguale alla quota di intradosso dell'attraversamento fluviale, la valutazione delle perdite di energia è effettuata attraverso il calcolo della portata che attraversa la sezione. In particolare, in riferimento ad un caso generico, fig. 4, la portata è calcolata nel modo seguente:

$$Q = C_d A_1 \left[2g \left(Y_1 - \frac{Z}{2} + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} \right) \right]^{1/2} \quad (9)$$

dove

- C_d , coefficiente di deflusso il cui andamento è riportato nel grafico di fig. 5, assumendo valori tra 0,27 e 0,5;
- A_1 , area della luce nella sezione di monte;
- Y_1 , altezza idrica della sezione di monte;
- α_1 , coefficiente correttivo cinetico;
- V_1 , velocità della corrente a monte.

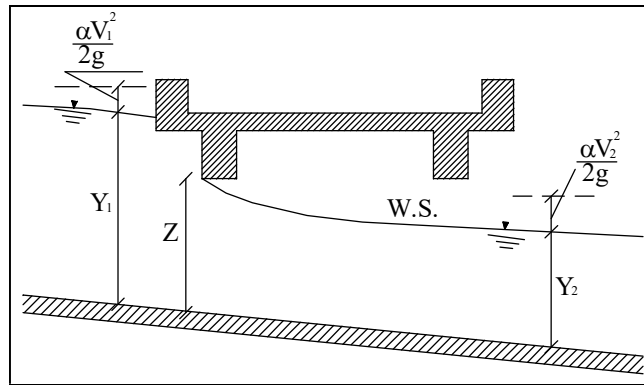


Fig. 4 – Sezione schematica di un ponte – Schema di calcolo

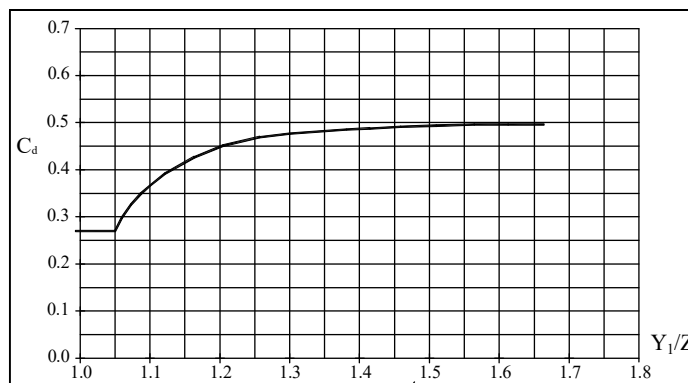


Fig. 5 – Diagramma per la stima del coefficiente di deflusso C_d

Nel caso in cui il ponte vada in pressione sia a monte che a valle l'equazione (9) è corretta nel modo seguente:

$$Q = CA\sqrt{2gH}$$

dove C assume il valore di 0.8 ed H coincide con la perdita di energia totale tra la sezione di monte e di valle del ponte come indicato in fig.6

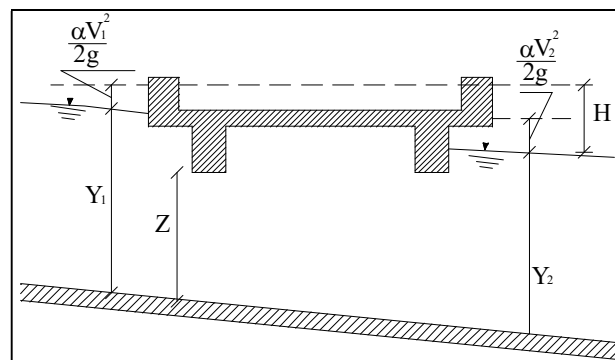


Fig. 6 – Sezione schematica di un ponte – Schema di calcolo

Infine se il ponte è superato dalla corrente di piena, fig. 7, la portata si calcola nel modo seguente:

$$Q = CLH^{2/3}$$

con C si indica un coefficiente correttivo della portata, L la lunghezza del ponte ed H la differenza di energie tra monte e valle.

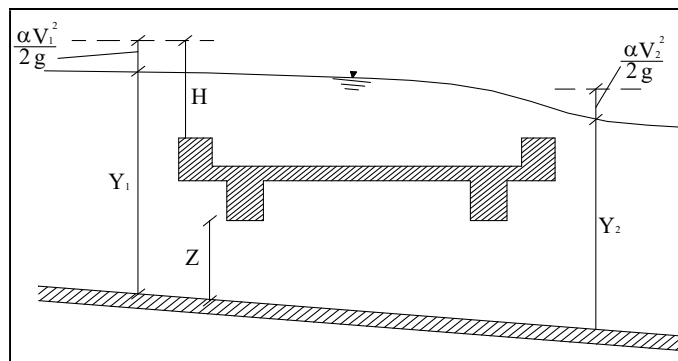


Fig.7 – Sezione schematica di un ponte – Schema di calcolo

Peraltro, il rispetto del già citato criterio di progettazione tratto dal manuale Italferr consente di escludere che possano verificarsi situazioni di deflusso quali quelle rappresentate nelle figure 4, 6 e 7.